



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**PERENCANAAN ULANG TIMBUNAN OPRIT DAN
ABUTMENT JEMBATAN PLASMA BATU TUGU-
PLASMA TANJUNG KURUNG, PALEMBANG (YANG
MENGALAMI KERUNTUHAN SEBELUMNYA PADA
SAAT PELAKSANAAN)**

RIF' ATUL UMMAH
NRP 3112 100 064

Dosen Pembimbing
Musta'in Arif, S.T., M.T.
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**PERENCANAAN ULANG TIMBUNAN OPRIT DAN
ABUTMENT JEMBATAN PLASMA BATU TUGU-
PLASMA TANJUNG KURUNG, PALEMBANG (YANG
MENGALAMI KERUNTUHAN SEBELUMNYA PADA
SAAT PELAKSANAAN)**

RIF' ATUL UMMAH
NRP 3112 100 064

Dosen Pembimbing
Musta'in Arif, S.T., M.T.
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**PERENCANAAN ULANG TIMBUNAN OPRIT DAN
ABUTMENT JEMBATAN PLASMA BATU TUGU-
PLASMA TANJUNG KURUNG, PALEMBANG (YANG
MENGALAMI KERUNTUHAN SEBELUMNYA PADA
SAAT PELAKSANAAN)**

RIF' ATUL UMMAH
NRP 3112 100 064

Dosen Pembimbing
Musta'in Arif, S.T., M.T.
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**PERENCANAAN ULANG TIMBUNAN OPRIT DAN
ABUTMENT JEMBATAN PLASMA BATU TUGU-
PLASMA TANJUNG KURUNG, PALEMBANG (YANG
MENGALAMI KERUNTUHAN SEBELUMNYA PADA
SAAT PELAKSANAAN)**

RIF' ATUL UMMAH

NRP 3112 100 064

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, S.T., M.T.

Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2016



FINAL PROJECT (RC14-1501)

***RE-DESIGN OPRIT EMBANKMENT AND BRIDGE
ABUTMENT PLASMA BATU TUGU-PLASMA TANJUNG
KURUNG, PALEMBANG (COLLAPSE AT
IMPLEMENTATION)***

RIF' ATUL UMMAH
NRP 3112 100 064

Academic Supervisor
Musta'in Arif, S.T.,M.T.
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc.,Ph.D.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

**PERENCANAAN ULANG TIMBUNAN OPRIT DAN
ABUTMENT JEMBATAN PLASMA BATU TUGU-
PLASMA TANJUNG KURUNG, PALEMBANG
(YANG MENGALAMI KERUNTUHAN
SEBELUMNYA PADA SAAT PELAKSANAAN)**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Bidang Studi Geoteknik

Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

RIF'ATUL UMMAH

NRP. 3112 100 064

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Musta'in Arif, S.T., M.T. (Pembimbing I)

2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D. (Pembimbing II)

**SURABAYA
JUNI, 2016**

**PERENCANAAN ULANG TIMBUNAN OPRIT DAN
ABUTMENT JEMBATAN PLASMA BATU TUGU-
PLASMA TANJUNG KURUNG, PALEMBANG
(YANG MENGALAMI KERUNTUHAN
SEBELUMNYA PADA SAAT PELAKSANAAN)**

Nama Mahasiswa : Rif'atul Ummah
NRP : 3112 100 064
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Musta'in Arif, S.T., M.T.
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc, Ph.D

Abstrak

Abstrak—Terhambatnya produktivitas pengangkutan kelapa sawit dari Plasma Batu Tugu Desa Prambatan menuju Desa Tanjung Kurung akibat adanya sungai periodik yang meluap saat musim hujan, membuat PT. Golden Sumatera melaksanakan pembangunan jembatan dengan oprit yang tinggi. Namun pada pelaksanaannya terjadi kelongsoran yang menyebabkan abutment dan jembatan runtuh. Maka dari itu perlu adanya perencanaan ulang timbunan oprit dan abutment jembatan.

Dalam perencanaan ini tanah asli membutuhkan waktu puluhan tahun untuk selesai konsolidasi hingga 90%. Maka dari itu, dibutuhkan bantuan vertical drain berupa PVD untuk mempercepat waktu konsolidasi. Berdasarkan hasil analisis, timbunan oprit jembatan dibagi menjadi dua zona yaitu zona 1 dengan tinggi timbunan 6 meter sepanjang 24 m dengan kemiringan 3% dan zona 2 dengan tinggi timbunan 5.3 meter sepanjang 1 km dengan kemiringan 0%. Timbunan oprit direncanakan menggunakan perkuatan arah melintang timbunan dan perkuatan arah memanjang timbunan di belakang abutment. Untuk perkuatan melintang direncanakan dua alternatif yaitu alternatif 1 perkuatan timbunan miring dengan geotextile dan alternatif 2 perkuatan timbunan tegak dengan kombinasi multiblocks, geogrid, dan cerucuk. Untuk perkuatan arah

memanjang jalan digunakan geotextile wall dan cerucuk. Dari dua alternatif tersebut dipilih berdasarkan biaya material paling murah. Pondasi jembatan direncanakan menggunakan tiang pancang diameter 30 cm dan 40 cm. Dari masing-masing diameter tersebut dihitung biaya material yang paling sedikit, dan kemudian disimpulkan menjadi alternatif yang dipakai.

Dari hasil analisis didapatkan untuk alternatif 1 diperoleh kebutuhan geotextile zona 1 dan zona 2 masing-masing sebanyak 49 lapis dan 34 lapis. Untuk perkuatan memanjang diperoleh kebutuhan geotextile wall sebanyak 19 lapis, serta dibutuhkan cerucuk sebanyak 4 buah/ m dengan panjang masing-masing 9 m.

Pada Alternatif 2 didapatkan kebutuhan untuk zona 1 yaitu geogrid sebanyak 10 lapis panjang 6 m dan 36 lapis (2 sisi) panjang 1 m, multiblocks seluas 278,4 m², geotextile sebanyak 5 lapis, dan cerucuk sebanyak 4 buah/ m (2 sisi) dengan panjang masing-masing 6 m. Sedangkan untuk zona 2 didapatkan kebutuhan geogrid sebanyak 8 lapis panjang 6 m dan 30 lapis (2 sisi) panjang 1 m, multiblocks seluas 9200 m², geotextile sebanyak 3 lapis, dan cerucuk sebanyak 4 buah/m (2 sisi) panjang masing-masing 6 m. Untuk perkuatan memanjang jalan didapatkan geotextile wall sebanyak 17 lapis, serta dibutuhkan cerucuk sebanyak 3 buah/m panjang masing-masing 9 m.

Dari kedua alternatif dipilih alternatif 1 yang menghasilkan biaya material paling murah. Pondasi abutment didapatkan diameter 40 cm jumlah 12 buah panjang 16,5 m menghasilkan biaya paling murah.

Kata Kunci: Plasma Batu Tugu-Tanjung Kurung, timbunan oprit, PVD, geotextile, multiblocks dan geogrid, cerucuk, geotextile wall, abutment dan pondasi abutment.

**RE-DESIGN OPRIT EMBANKMENT AND BRIDGE
ABUTMENT PLASMA BATU TUGU-PLASMA
TANJUNG KURUNG, PALEMBANG (COLLAPSE AT
IMPLEMENTATION)**

Name : Rif'atul Ummah
NRP : 3112 100 064
Department : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor : Musta'in Arif, S.T., M.T.
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc, Ph.D

Abstract

Abstract—Productivity of palm oil transporstation from Plasma Batu Tugu village to the village of Tanjung Kurung Prambatan hampered by the periodic overflowing of the river during the rainy season, making PT. Golden Sumatra construct high oprit bridge. However, landslide is occurred at implementation stage, causing the abutment and the bridge collapse. Thus, re-planning is needed for oprit embankment and bridge abutment.

In this plan, the native soil take decades to complete consolidation of up to 90%. Therefore, PVD is used as a vertical drain to accelerate consolidation. Based on the analysis, oprit bridge embankment is divided into two zones, zone 1 implement 6 m height along 24 m embankment with 3% longitudinal slope and zone 2 implement 5.3 m height along 1 km embankment with 0% longitudinal slope. Oprit embankment is planned to use transverse reinforcement and longitudinal reinforcement behind the abutment. For transverse reinforcement is planned two alternatives, alternative 1 implement geotextile reinforcement for sloping embankment and alternative 2 implement combination of multiblocks, geogrid and micropile reinforcement for vertical embankment. For longitudinal reinforcement is used geotextile wall and micropile. Further, alternative choice consider the least expensive material cost. Bridge foundation pile is planned to use a

diameter of 30 cm and 40 cm. Each of the diameter material costs are calculated and then the least material cost concluded to be an alternative that is implemented.

Based on analysis for alternatives 1 is obtained zone 1 and zone 2 need 49 layers and 34 layers of geotextile respectively. For longitudinal reinforcement is needed 19 layers of geotextile wall, and is required 4 units / m with each length of 9 m of micropiles.

In alternative 2, for zone 1 is needed geogrid as many as 10 layers with length of 6 m and 36 layers (double sides) with length of 1 m, multiblocks which cover an area of 278.4 m², 5 layers of geotextile, and 4 units / m (double sides) with each length of 6 m of micropiles. For the zone 2 is needed geogrid as many as 8 layers with length of 6 m and 30 layers (double sides) length of 1 m, multiblocks which cover an area of 9200 m², 3 layers of geotextile, and 4 units / m (double sided) with each length of 6 m of micropiles. For road longitudinal reinforcement, is obtained 17 layers of geotextile wall and is required 3 pieces / m with each length of 9 m of micropiles.

Based on comparison of two alternative, is chosen alternative 1 that produces the most inexpensive material cost. Whereas, the abutment foundation is obtained a diameter of 40 cm, as many as 12 units, with each length of 16,5 m that produces most inexpensive cost.

Keywords : *Plasma Batu Tugu-Tanjung Kurung, oprit embankment, PVD, geotextile, multiblocks and geogrid, micropile, geotextile wall, abutment dan bridge foundation.*

KATA PENGANTAR

Assalamu 'alaikum.wr.wb

Puji syukur kehadirat Allah SWT karena berkat rahmat, taufiq dan hidayah-Nya penulis dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir yang berjudul “Perencanaan Ulang Timbunan Oprit dan *Abutment* Jembatan Plasma Batu Tugu – Plasma Tanjung Kurung, Palembang (Yang Mengalami Keruntuhan Sebelumnya Pada Saat Pelaksanaan)” ini tepat pada waktunya.

Adapun dalam proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini penulis memperoleh bantuan dan bimbingan serta banyak dukungan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Musta'in Arif, ST., MT selaku dosen pembimbing I atas bimbingan dan ilmu yang sangat banyak dalam pengerjaan dan penyelesaian Tugas Akhir ini.
2. Prof. Ir. Noor Endah, MSc., Ph.D selaku dosen pembimbing II atas bimbingan dan ilmu yang sangat banyak dalam pengerjaan dan penyelesaian Tugas Akhir ini.
3. Kedua orangtua Penulis, Bapak Sidik Abdullah dan Ibu Umi Hanik atas motivasi dan doa tiada henti.
4. Segenap dosen jurusan teknik sipil ITS, khususnya dosen bidang geoteknik yang telah memberi ilmu pelajaran, kritik, dan masukan selama masa perkuliahan penulis.
5. Teman-teman penulis yaitu HMJ, Dheny, Fariz, Nurma, Azmi, Karim, Mas Revi, dan Lita yang senantiasa memberi dukungan, doa, maupun bantuan lainnya kepada penulis.
6. Teman-teman jurusan teknik sipil ITS angkatan 2012 yang telah memberi dukungan dan semangat dalam penyelesaian laporan ini.
7. Rekan-rekan satu bidang geoteknik yang senantiasa berdiskusi dan berbagi ilmu selama pengerjaan Tugas Akhir ini.
8. Semua pihak yang telah membantu yang tidak dapat penulis sebutkan satu per satu.

Walaupun jauh dari sempurna harapan saya semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat dan menambah wawasan bagi rekan-rekan sedisiplin ilmu. Penulis juga memohon maaf atas kekurangan yang ada pada laporan ini.
Wassalamualaikum wr. Wb.

Surabaya, Juni 2016

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	iii
ABSTRAK	iv
KATA PENGANTAR	viii
DAFTAR ISI	x
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR TABEL	xviii
DAFTAR LAMPIRAN	xxii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	12
1.3 Tujuan	12
1.4 Batasan Masalah	13
1.5 Manfaat	13
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	15
2.1 Pengambilan Data Tanah	15
2.2 Analisa Parameter Tanah	15
2.2.1 Pembuatan stratigrafi	15
2.2.2 Pemilihan parameter tanah	16
2.3 Permasalahan Pembangunan Konstruksi di Atas Tanah Lunak	18
2.4 Pemampatan Konsolidasi (<i>Consolidation Settlement</i>)	18
2.4.1 Besar konsolidasi	18
2.4.2 Waktu konsolidasi	23
2.5 Percepatan Waktu Konsolidasi dengan <i>Vertical Drain</i>	24
2.5.1 Percepatan waktu konsolidasi dengan PVD	24
2.6 Daya Dukung Tanah Dasar	27
2.6.1 Penentuan tinggi timbunan kritis (H_{cr})	27
2.6.2 Perkuatan tanah dengan <i>Geotextile</i>	27
2.6.3 Perkuatan tanah dengan cerucuk/ <i>micropile</i>	39

2.6.4 Perkuatan tanah dengan kombinasi <i>multiblocks</i> dan <i>geogrid</i>	44
2.7 Peningkatan Daya Dukung Tanah	44
2.8 Perhitungan Stabilitas Timbunan Sesudah Pemampatan.....	46
2.9 Perencanaan <i>Abutment</i> Jembatan.....	47
2.9.1 Pembebanan <i>abutment</i> jembatan.....	47
2.9.2 Kontrol stabilitas <i>abutment</i>	48
2.10 Perumusan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang.....	49
2.10.1 Perencanaan daya dukung tiang pancang berdasarkan SPT lapangan.....	50
2.10.2 Kapasitas daya dukung kelompok tiang Pancang.....	51
2.10.3 Ketahanan pondasi tiang pancang terhadap gaya lateral.....	52
BAB III METODOLOGI	59
3.1 Bagan Alir	59
3.2 Studi Literatur.....	60
3.3 Pengumpulan dan Analisa Data.....	61
3.4 Perhitungan Beban.....	61
3.5 Menghitung Pemampatan Tanah yang Terjadi	61
3.6 Merencanakan Jenis Perbaikan Tanah Dasar	62
3.7 Merencanakan Timbunan Oprit Jembatan.....	62
3.8 Merencanakan <i>Abutment</i> dan Pondasi	62
3.9 Kesimpulan dan Saran	63
BAB IV DATA DAN ANALISA	65
4.1 Data Tanah.....	65
4.2 Analisa Parameter Tanah.....	65
4.3 Data Timbunan Oprit.....	70
4.4 Data Jembatan.....	70
4.5 Data Tiang Pancang.....	70
4.6 Data <i>Geotextile</i>	71
4.7 Data <i>Micropile</i>	71
4.8 Data <i>Vertical Drain</i>	71
4.9 Data <i>Multiblocks</i>	71

4.10 Data <i>Geogrid</i>	72
BAB V PERENCANAAN DAN PEMILIHAN	
ALTERNATIF	73
5.1 Perhitungan Besar Pemampatan (S_c) dan Tinggi Timbunan Awal ($H_{initial}$).....	73
5.1.1 Alternatif 1 (timbunan miring).....	73
5.1.2 Alternatif 2 (timbunan tegak).....	80
5.2 Perencanaan Perbaikan Tanah dengan PVD	81
5.2.1 Perhitungan waktu konsolidasi (t).....	81
5.2.2 Perencanaan <i>Prefabricated Vertical Drain</i> (PVD).....	82
5.3 Alternatif Perencanaan Perkuatan <i>Geotextile</i> (Alternatif 1).....	88
5.3.1 Penentuan tinggi timbunan kritis (H_{cr})	88
5.3.2 Perhitungan peningkatan kohesi undrained (C_u)	89
5.3.3 Pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap.....	92
5.3.4 Perencanaan <i>geotextile</i> sebagai perkuatan timbunan arah melintang.....	93
5.4 Alternatif Perencanaan Kombinasi <i>Geogrid</i> dan <i>Multiblocks</i> sebagai Perkuatan Timbunan Arah Melintang	100
5.4.1 Perhitungan peningkatan kohesi undrained (C_u)	100
5.4.2 Pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap.....	101
5.4.3 Perencanaan <i>multiblocks</i> dan <i>geogrid</i>	102
5.4.4 Perkuatan <i>Micropile</i> /cerucuk untuk arah melintang.....	110
5.5 Perencanaan <i>Geotextile Wall</i> Arah Memanjang Jalan	115
5.5.1 Perencanaan <i>geotextile wall</i>	116
5.5.2 Perkuatan <i>micropile</i> /cerucuk untuk arah memanjang jalan	117
5.6 Perencanaan <i>Abutment</i> dan Pondasi Abutment.....	118

5.6.1	Pembebanan <i>abutment</i>	118
5.6.2	Kontrol stabilitas <i>abutment</i>	138
5.6.3	Perencanaan tiang pancang	139
5.6.4	Perhitungan penulangan <i>abutment</i>	145
5.7	Pemilihan Alternatif Berdasarkan Biaya Material	
	Termurah.....	147
5.7.1	Perhitungan total biaya material pada alternatif 1	147
5.7.2	Perhitungan total biaya material pada alternatif 2	148
5.7.3	Perhitungan total biaya material tiang pancang	150
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN.....		153
6.1	Kesimpulan.....	153
6.2	Saran.....	155
DAFTAR PUSTAKA.....		157
LAMPIRAN		159
BIODATA PENULIS.....		297

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Desa Prambatan, Kecamatan Abab, Kabupaten Muara Enim, Propinsi Sumatera Selatan.....	2
Gambar 1.2	Tampak samping dan denah rencana jembatan panjang 25 m & lebar 4.50 m.....	3
Gambar 1.3	Retaining Wall di tepi timbunan jalan 5 m.....	3
Gambar 1.4	Alat Pancang <i>Drop Hammer</i> dan Ponton.....	4
Gambar 1.5	<i>Abutment</i> Jembatan Ambles sampai 4 meter....	5
Gambar 1.6	Runtuhan <i>Wing Wall</i>	5
Gambar 1.7	Patahnya Tiang Pancang	6
Gambar 1.8	Data Tanah Hasil Analisa.....	7
Gambar 1.9	Hubungan N-SPT dengan Kedalaman di Lokasi Jembatan Runtuh.....	8
Gambar 1.10	Analisa Daya Dukung Pondasi Akibat Adanya <i>Negative Skin Friction</i>	8
Gambar 1.11	Rencana dan Realisasi Posisi/Koordinat Tiang Pancang di bawah <i>Abutment</i>	9
Gambar 1.12	Dasar <i>Abutment</i> Melayang dan sambungan pada tiang pancang	10
Gambar 2.1	Visualisasi dan Notasi ΔP	20
Gambar 2.2	Grafik faktor pengaruh untuk beban bentuk Persegi	21
Gambar 2.3	Korelasi $q_{traffic}$ dengan Tinggi Timbunan Rencana	22
Gambar 2.4	Pola susunan PVD bujur sangkar	25
Gambar 2.5	Pola susunan PVD segitiga	25
Gambar 2.6	<i>Equivalen</i> diameter (d_w) untuk PVD	26
Gambar 2.7	Model Kelongsoran untuk <i>Overall Stability</i>	28
Gambar 2.8	Gaya-gaya yang Bekerja untuk <i>Overall Stability</i>	28
Gambar 2.9	<i>Geotextile</i> Dinding Penahan Tanah.....	31
Gambar 2.10	Prinsip Beban yang Bekerja pada <i>Geotextile</i> <i>Wall</i>	34

Gambar 2.11	<i>External Stability</i> pada <i>Geotextile Walls</i> (a) Aman terhadap geser (b) Aman terhadap geser (c) Aman terhadap kelongsoran daya dukung.....	36
Gambar 2.12	Asumsi Gaya yang Diterima Cerucuk.....	39
Gambar 2.13	Harga f untuk Berbagai Jenis Tanah	40
Gambar 2.14	Grafik untuk Mencari Harga F_M	43
Gambar 2.15	Contoh Pemasangan <i>Multiblocks</i> dan <i>Geogrid</i>	44
Gambar 2.16	Pembagian Zona Kekuatan Tanah.....	46
Gambar 2.17	Prosedur Desain untuk Masing-Masing Kondisi	54
Gambar 2.18	Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi I	55
Gambar 2.19	Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi II	56
Gambar 2.20	Koefisien-Koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi III.....	57
Gambar 3.1	Diagram Alir Tugas Akhir	59
Gambar 4.1	<i>Layout</i> Lokasi Titik Bor	65
Gambar 4.2	Hubungan N-SPT dan Kedalaman	66
Gambar 4.3	Grafik parameter tanah menurut kedalaman (a) Berat Jenis Tanah Jenuh, (b)Kuat Geser Tanah, (c) Kadar Air, (d) <i>Specific Gravity</i> , (e) <i>Liquid Limit</i> , (f) Indeks Plastisitas, (g)Koefisien Konsolidasi, (h) Indeks Kompresi	68
Gambar 4.4	Potongan Melintang Girder Jembatan dan Detail	70
Gambar 4.5	Dimensi Modular <i>Concrete Block</i>	72
Gambar 5.1	Pembagian Lapisan Tanah Dasar Setiap 1m....	73
Gambar 5.2	Grafik Hubungan H_{final} dengan $H_{initial}$ (Alternatif 1).....	79
Gambar 5.3	Grafik Hubungan H_{final} dengan Settlement (Alternatif 1).....	79

Gambar 5.4	Grafik Hubungan H_{final} dengan $H_{initial}$ (Alternatif 2).....	80
Gambar 5.5	Grafik Hubungan H_{final} dengan Settlement (Alternatif 2).....	81
Gambar 5.6	Grafik Hubungan Derajat Konsolidasi (U) dengan Waktu Timbunan dengan PVD Pola Segiempat.....	85
Gambar 5.7	Grafik Hubungan Derajat Konsolidasi (U) dengan Waktu Timbunan dengan PVD Pola Segitiga.....	87
Gambar 5.8	Settlement tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 1 (Alternatif 1).....	92
Gambar 5.9	Settlement tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 2 (Alternatif 1).	92
Gambar 5.10	Pembagian Zona Simulasi Program XSTABL pada Timbunan Jalan.....	93
Gambar 5.11	Gambar Hasil Analisis Kelongsoran a) zona 1; b) zona 2 pada Alternatif 1	95
Gambar 5.12	Sketsa Pemasangan <i>Geotextile</i> (a)Zona 1,(b) Zona 2.....	100
Gambar 5.13	Settlement tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 1 (Alternatif 2).....	101
Gambar 5.14	Settlement tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 1 (Alternatif 2).....	102
Gambar 5.15	Sketsa Pemasangan Multiblock dan Geogrid (a) Zona 1 (b) Zona 2	110
Gambar 5.16	Sebesar SF Rencana (Zona 1)	112
Gambar 5.17	Sketsa Pemasangan <i>Geotextile Wall</i> pada (a) Alternatif 1, (b) Alternatif 2	117
Gambar 5.18	Gambar Struktur Atas	119
Gambar 5.19	Perencanaan Awal Abutment	120

Gambar 5.20	Berat Struktur Bawah (a) Berat <i>Abutment</i> (b) Berat Tanah di atas <i>Abutment</i> (c) Berat <i>WingWall</i>	122
Gambar 5.21	Beban Lajur “D”	125
Gambar 5.22	BTR vs Panjang yang Dibebani	125
Gambar 5.23	Penyebaran Pembebanan pada Arah <i>Melintang</i>	126
Gambar 5.24	Faktor Beban Dinamis (FBD) untuk Beban BGT (sumber: RSNI T-02-2005)	126
Gambar 5.25	Pembebanan Pejalan Kaki	127
Gambar 5.26	Gaya Akibat Beban Rem	128
Gambar 5.27	Skema Pengaruh Temperatur	130
Gambar 5.28	Skema Pengaruh Angin terhadap Struktur Jembatan	131
Gambar 5.29	Koefisien Geser Dasar (C)	135

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Korelasi N-SPT dan Konsistensi Tanah (untuk tanah dominan lanau dan lempung).....	17
Tabel 2.2	Nilai luas kurva normal untuk nilai t	17
Tabel 2.3	Variasi Faktor Waktu Terhadap Derajat Konsolidasi	24
Tabel 2.4	<i>Safety Factor</i> untuk <i>slope</i> baru (diadaptasi dari GEO, 1984).....	29
Tabel 2.5	Resiko Keselamatan (diadaptasi dari GEO, 1984) 30	
Tabel 2.6	Angka Kemanaan untuk Menghitung T_{allow}	30
Tabel 2.7	Hambatan antar Tanah dan pondasi.....	38
Tabel 2.8	Harga N_γ , N_c , N_q (Caquot dan Kerisel).....	38
Tabel 2.9	Model Persamaan Cerucuk Untuk Masing- masing Variasi Perlakuan.....	42
Tabel 2.10	Tahapan Penimbunan.....	45
Tabel 2.11	Contoh Perhitungan Tegangan Vertikal efektif ..	46
Tabel 4.1	Parameter Dasar Tanah.....	69
Tabel 4.2	Hasil Perhitungan Parameter e dan C_s	70
Tabel 5.1	Hasil Perhitungan H initial, H Bongkar Traffic dan H final Alternatif 1	78
Tabel 5.2	Hasil Perhitungan H initial, H Bongkar Traffic dan H final Alternatif 2.....	80
Tabel 5.3	Perubahan Tegangan Efektif Tanah di Zona 1 Akibat Penimbunan $H = 3,2$ m (Minggu ke-8) pada $U=100\%$	90
Tabel 5.4	Perhitungan ΔP_{ui} pada Lapisan 1	90
Tabel 5.5	Hasil Perhitungan ΔP_{ui} tiap lapisan pada $U < 100\%$	91
Tabel 5.6	Hasil Perhitungan Peningkatan Nilai C_u minggu ke-8	91
Tabel 5.7	Kombinasi Zona Initiation dan Termination pada Analisis Program Bantu XSTABL (Alternatif 1)	94

Tabel 5.8	Hasil Kombinasi untuk Timbunan Oprit pada Zona 1	94
Tabel 5.9	Hasil Kombinasi untuk Timbunan Oprit pada Zona 2	94
Tabel 5.10	Hasil Perhitungan Jumlah Kebutuhan <i>Geotextile</i> pada Zona 1	98
Tabel 5.11	Hasil Perhitungan Jumlah Kebutuhan <i>Geotextile</i> pada Zona 2	98
Tabel 5.12	Hasil Perhitungan Panjang <i>Geotextile</i> pada Zona 1	99
Tabel 5.13	Hasil Perhitungan Peningkatan Cu minggu ke-12	101
Tabel 5.14	Perhitungan Jarak Antar Geogrid (Zona 1)	103
Tabel 5.15	Hasil Perhitungan Panjang Geogrid (Zona 1)	105
Tabel 5.16	Hasil Perhitungan Tekanan Tanah (Zona 1)	105
Tabel 5.17	Hasil Perhitungan Beban Tanah pada Geogrid (Zona 1)	106
Tabel 5.18	Hasil Perhitungan Beban Multiblocks (Zona 1) .	
Tabel 5.19	Perhitungan Momen Dorong (Zona 1)	106
Tabel 5.20	Perhitungan Momen Penahan (Zona 1)	106
Tabel 5.21	Perhitungan Gaya Penahan	107
Tabel 5.22	Perhitungan Gaya Pendorong	107
Tabel 5.23	Rekapitulasi Kebutuhan Geogrid, Multiblocks, Dan <i>Geotextile</i> (Zona 1)	108
Tabel 5.24	Rekapitulasi Kebutuhan Geogrid, Multiblocks, Dan <i>Geotextile</i> (Zona 2)	109
Tabel 5.25	Spesifikasi <i>Micropile</i> yang digunakan	112
Tabel 5.26	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk Zona 1	115
Tabel 5.27	Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk Zona 2	115
Tabel 5.28	Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk Arah Memanjang jalan (Alternatif 1)	118
Tabel 5.29	Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk Arah Memanjang jalan (Alternatif 2)	118

Tabel 5.30	Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas.....	119
Tabel 5.31	Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah.....	123
Tabel 5.32	Total Berat Sendiri.....	123
Tabel 5.33	Berat Mati Tambahan	124
Tabel 5.34	Temperatur Jembatan Rata-rata Nominal	129
Tabel 5.35	Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu	129
Tabel 5.36	Koefisien Seret C_w	131
Tabel 5.37	Kecepatan Angin Rencana V_w	131
Tabel 5.38	Kondisi Tanah untuk Koefisien Geser Dasar.....	134
Tabel 5.39	Faktor kepentingan	135
Tabel 5.40	Distribusi Beban Gempa.....	136
Tabel 5.41	Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja	137
Tabel 5.42	Rekap Hasil Perhitungan Pembebanan <i>Abutment</i>	138
Tabel 5.43	Hasil Perhitungan Kombinasi Pembebanan <i>Abutment</i>	138
Tabel 5.44	Stabilitas Guling Arah X.....	139
Tabel 5.45	Stabilitas Guling Arah Y.....	139
Tabel 5.46	Hasil Perhitungan Kombinasi Tiang Pancang D30 dan D40	140
Tabel 5.47	Hasil Perhitungan Pmax Tiang Pancang pada <i>Abutment</i>	141
Tabel 5.48	Perhitungan Daya Dukung Tiang dalam <i>Group</i> .	142
Tabel 5.49	Hasil Perhitungan Kontrol Kuat Tekan D30.....	142
Tabel 5.50	Hasil Perhitungan Kontrol Kuat Tekan D40.....	142
Tabel 5.51	Hasil Perhitungan Kontrol Gaya Lateral.....	144
Tabel 5.52	Hasil Perhitungan Kontrol Momen D30	144
Tabel 5.53	Hasil Perhitungan Kontrol Momen D40	144
Tabel 5.54	Total Kebutuhan dan Biaya Material pada Alternatif 1	147
Tabel 5.55	Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya <i>Geotextile</i>	148
Tabel 5.56	Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya <i>Geotextile Wall dan Micropile</i>	148

Tabel 5.57	Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya PVD	148
Tabel 5.58	Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya Material Timbunan	148
Tabel 5.59	Total Kebutuhan dan Biaya Material pada Alternatif 2	149
Tabel 5.60	Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya Multiblock, Geogrid, dan <i>Micropile</i> /cerucuk untuk Timbunan Melintang	149
Tabel 5.61	Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya <i>Geotextile Wall</i> dan <i>Micropile</i> /cerucuk	150
Tabel 5.62	Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya PVD	150
Tabel 5.63	Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya Material Timbunan	150
Tabel 5.64	Total Kebutuhan dan Biaya Tiang Pancang	150

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	ANALISA STATISTIK PARAMETER TANAH.....	159
Lampiran 2	BROSUR-BROSUR BAHAN MATERIAL YANG DIPAKAI.....	163
Lampiran 3	PERHITUNGAN BESAR PEMAMPATAN (S_c) DAN TINGGI TIMBUNAN AWAL ($H_{INITIAL}$).....	173
Lampiran 4	WAKTU KONSOLIDASI DAN PERCEPATAN WAKTU KONSOLIDASI DENGAN PVD	197
Lampiran 5	PEMAMPATAN KONSOLIDASI DAN PENINGKATAN DAYA DUKUNG TANAH AKIBAT TIMBUNAN BERTAHAP (ALTERNATIF 1)	205
Lampiran 6	PERHITUNGAN PERENCANAAN PERKUATAN GEOTEXTILE UNTUK TIMBUNAN MELINTANG (ALTERNATIF 1)	227
Lampiran 7	PEMAMPATAN KONSOLIDASI DAN PENINGKATAN DAYA DUKUNG TANAH AKIBAT TIMBUNAN BERTAHAP (ALTERNATIF 2)	235
Lampiran 8	PERHITUNGAN PERENCANAAN PERKUATAN KOMBINASI MULTIBLOCKS, GEOGRID, DAN MICROPILE/CERUCUK UNTUK TIMBUNAN MELINTANG (ALTERNATIF 2)	257
Lampiran 9	PERHITUNGAN PERENCANAAN PERKUATAN GEOTEXTILE WALL DAN MICROPILE/CERUCUK UNTUK ARAH MEMANJANG	269
Lampiran 10	PERENCANAAN TIANG PANCANG	277
Lampiran 11	GAMBAR-GAMBAR PERENCANAAN.....	283

Halaman ini sengaja dikosongkan

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

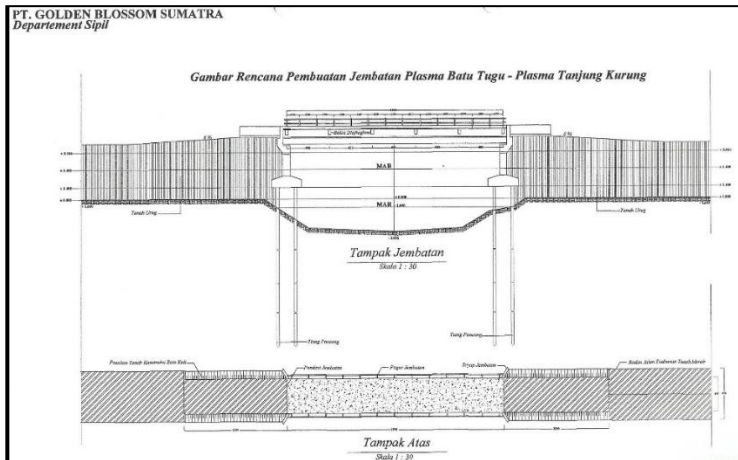
Jembatan sebagai sarana transportasi mempunyai peranan yang sangat penting bagi kelancaran pergerakan lalu lintas dan peningkatan pertumbuhan ekonomi, khususnya di daerah yang jauh dari perkotaan dan sedang berkembang. Di negara berkembang seperti Indonesia sangat dibutuhkan sarana transportasi seperti jembatan untuk meningkatkan pertumbuhan ekonomi. Salah satunya pada Desa Prambatan dan Desa Tanjung Kurung, Kecamatan Abab, Kabupaten Muara Enim, Propinsi Sumatera Selatan (Gambar 1.1). Desa ini terletak sekitar 183 km dari Kota Palembang (sekitar 1-2 jam perjalanan dengan *speed boat* dari Palembang). Kawasan ini memiliki perkebunan kelapa sawit yang cukup luas yang menjadi andalan ekonomi bagi warga Desa Prambatan dan warga Desa Tanjung Kurung.

PT. Goldem Blossom Sumatera merupakan produsen kelapa sawit (Plasma) terbesar di Kecamatan Abab. Di daerah ini, terdapat sungai yang memisahkan Desa Prambatan (Dusun Batu Tugu) dan Desa Tanjung Kurung. Sungai ini bersifat periodik dimana pada musim kemarau sungai ini tidak berair sehingga pengangkutan kelapa sawit tidak mengalami kesulitan. Namun pada saat musim hujan, muka air banjir di sungai ini mencapai elevasi +3.4 meter yang menyebabkan pengangkutan kelapa sawit diberhentikan sampai air surut atau dilakukan pengangkutan menggunakan perahu. Hal ini dinilai tidak efektif karena memakan waktu yang lama sehingga dibutuhkan sebuah jembatan untuk mempercepat pengangkutan buah kelapa sawit PT. Golden Blossom Sumatera dari Batu Tugu, Desa Prambatan menuju Desa Tanjung Kurung. Maka dari itu, PT. Golden Blossom Departemen Sipil melaksanakan pembangunan jembatan pada lokasi tersebut. Diharapkan dengan adanya jembatan penghubung tersebut roda ekonomi di kecamatan Abab akan meningkat.

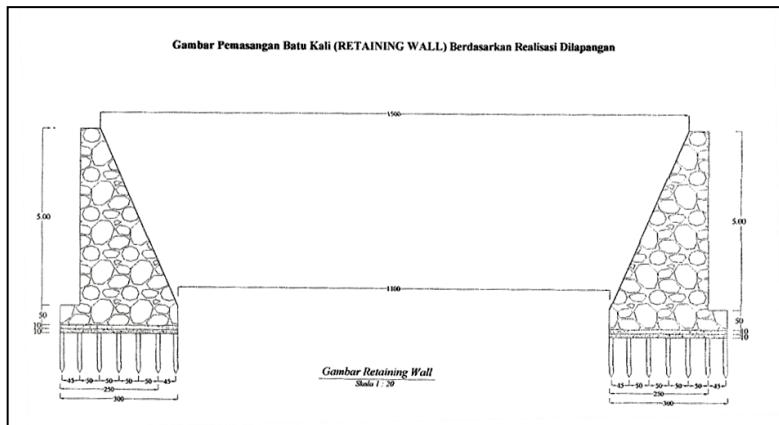


Gambar 1.1 Peta Desa Prambatan, Kecamatan Abab, Kabupaten Muara Enim, Propinsi Sumatera Selatan (Sumber : www.google.com)

Jembatan Plasma Batu Tugu - Plasma Tanjung Kurung mempunyai panjang 25 meter dan lebar 4.5 meter (Gambar 1.2) dengan jenis jembatan beton girder. Tinggi timbunan oprit direncanakan setinggi 6 meter agar jalan tidak terendam ketika tinggi air mencapai kondisi muka air banjir dengan pemasangan batu kali sebagai dinding penahan /*retaining wall* setinggi 5 meter (Gambar 1.3). Jembatan ini menggunakan jenis pondasi tiang pancang direncanakan bentuk persegi ukuran 35 cm x 35 cm panjang 12 meter dengan adanya penyambungan. Pemancangan dilakukan dengan menggunakan *drop hammer* dan ponton (Gambar 1.4).



Gambar 1.2 Tampak Samping dan Denah Rencana Jembatan Panjang 25 m & Lebar 4.50 m



Gambar 1.3 Retaining Wall di tepi Timbunan Jalan 5 m
(Sumber : PT. GBS)



Gambar 1.4 Alat Pancang *Drop Hammer* dan Ponton

Pada saat proses pelaksanaan, pemasangan pondasi, *abutment*, dan jembatan dilakukan sebelum penimbunan tanah timbunan jalan pada oprit jembatan. Pada saat pekerjaan timbunan di salah satu sisi oprit jembatan, terjadi keruntuhan pada *abutment* jembatan. *Abutment* ambles sampai kurang lebih 4 meter (Gambar 1.5) dan *wing wall* yang sebelumnya telah terpasang juga mengalami kerobohan ke arah sungai (Gambar 1.6). Tekanan tanah oprit di belakang *abutment* juga menyebabkan *abutment* terdorong ke arah sungai. Sedangkan *abutment* pada sisi satunya terdorong oleh jembatan yang runtuh sehingga *abutment* guling ke arah timbunan. Runtuhnya jembatan ini juga menyebabkan patahnya pondasi tiang pancang dibawah *abutment* (Gambar 1.7). Kerusakan-kerusakan ini membuat kerugian pada PT Golden Blossom Sumatera karena jembatan runtuh pada saat pelaksanaan dan belum sempat beroperasi. Hal ini menunjukkan bahwa terjadi kesalahan perencanaan dari awal yang menyebabkan jembatan runtuh bahkan sebelum selesai dibangun.



Gambar 1.5 *Abutment* Jembatan Ambles sampai 4 meter
(Sumber: PT. GBS)



Gambar 1.6 Runtuhnya *Wing Wall*
(Sumber : PT. GBS)

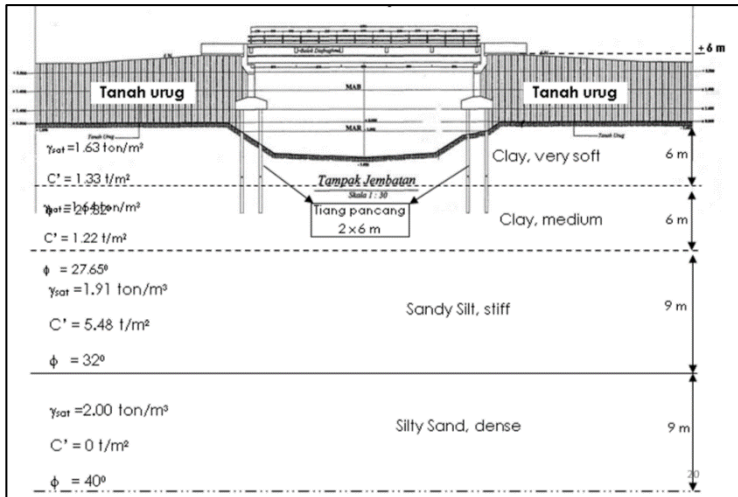


Gambar 1.7 Patahnya Tiang Pancang
(Sumber : PT. GBS)

PT. Golden Blossom Sumatera kemudian meminta kepada Tim Kemitraan ITS untuk melakukan pengetestan dan penyusunan analisa awal terhadap kondisi ini. Hasil analisa dan rekomendasi tersebut adalah sebagai berikut :

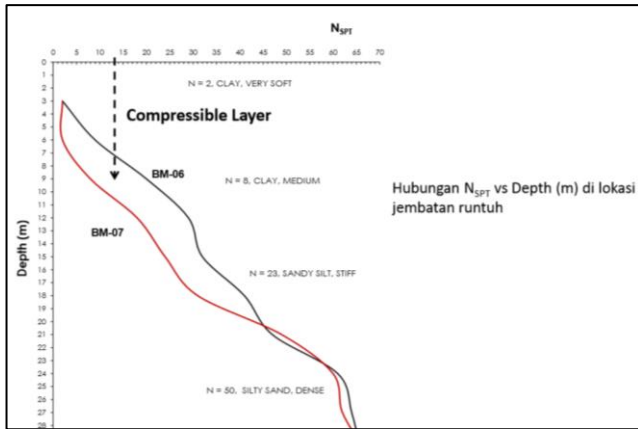
1. Dilakukan pengambilan sampel di 2 titik lokasi tersebut dan didapatkan data tanah sebagai berikut:
 - Tipe tanah pada BM-06 pada kedalaman 1 - 10 meter memiliki N-SPT diantara 1 - 20 (*very soft* sampai *stiff*) dengan kondisi tanah lempung.
 - Tipe tanah pada BM-07 pada kedalaman 1 – 15.5 meter memiliki N-SPT diantara 1-24 (*very soft* sampai *stiff*) dengan kondisi tanah lempung.

Dari kedua data tanah disimpulkan bahwa jenis tanah pada lokasi merupakan tanah lempung lunak yang berarti daya dukung rendah dan memiliki kemampumampatan yang tinggi. Hasil analisa data tanah BM 07 dapat dilihat pada Gambar 1.8.

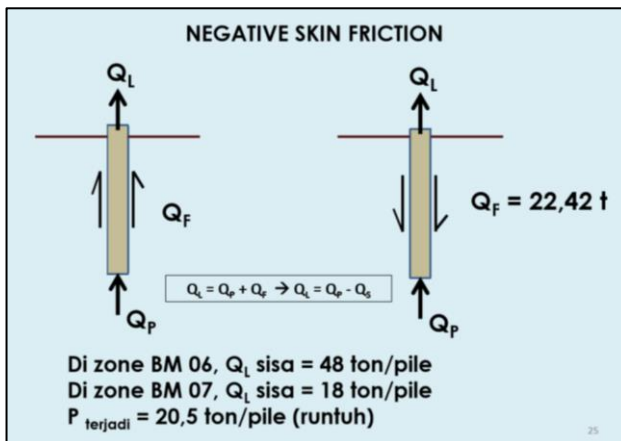


Gambar 1.8 Data Tanah Hasil Analisa
(Sumber : Penelitian Keruntuhan Jembatan Beton PT. Golden Blossom Sumatera)

2. Didapatkan bahwa pemancangan dilakukan sampai kedalaman 9 meter dari elevasi ± 0.00 dan dengan panjang total tiang pancang sebesar 12 meter dimana nilai N-SPT pada lapisan tanah pada ujung tiang tersebut adalah 8 (*medium*) dengan jenis tanah *clay* (Gambar 1.9). Setelah di analisa, disimpulkan bahwa pemasangan tiang pancang tidak memenuhi syarat dalam hal kedalaman yang kurang sehingga daya dukung untuk tiang pancang (QI) kecil, diameter yang digunakan juga kurang besar, jumlah tiang dalam group kurang. Nilai QI kecil juga disebabkan oleh kesalahan urutan metode pelaksanaan dimana pemasangan tiang pancang dilakukan sebelum penimbunan sehingga menyebabkan adanya pengaruh *negative skin friction* akibat gesekan ke bawah antara pondasi dan tanah (Gambar 1.10). Gesekan ke bawah ini disebabkan adanya penurunan tanah akibat beban timbunan sehingga menyebabkan daya dukung pondasi berkurang dan kemudian menyebabkan keruntuhan jembatan.

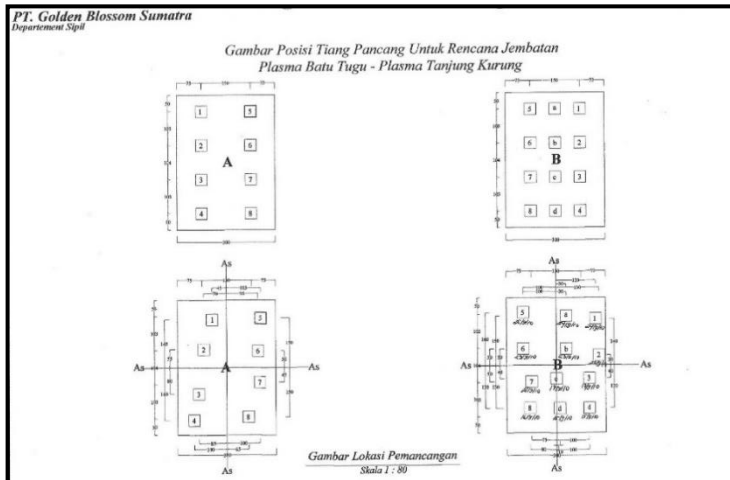


Gambar 1.9 Hubungan N-SPT dengan Kedalaman di Lokasi Jembatan Runtuh
(Sumber : Penelitian Keruntuhan Jembatan Beton PT. Golden Blossom Sumatera)



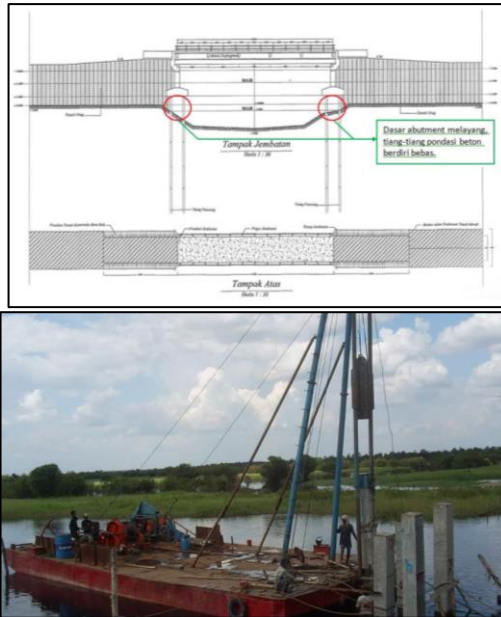
Gambar 1.10 Analisa Daya Dukung Pondasi Akibat Adanya *Negative Skin Friction*
(Sumber : Penelitian Keruntuhan Jembatan Beton PT. Golden Blossom Sumatera)

3. Pemasangan tiang pancang tidak sesuai dengan posisi/koordinat tiang pancang yang direncanakan (Gambar 1.11) sehingga penyaluran beban dinilai tidak merata dan menyebabkan ketidakstabilan *abutment*.



Gambar 1.11 Rencana dan Realisasi Posisi/Koordinat Tiang Pancang di bawah *Abutment* (PT. GBS)

4. Pada perencanaan sebelumnya, elevasi *abutment* direncanakan melayang (pondasi berdiri bebas). Hal tersebut dinilai semakin memperparah keruntuhan karena pondasi harus menahan gaya horizontal tanah di belakangnya serta beban *abutment* sedangkan pondasi lemah terhadap gaya *horizontal*. Selain itu juga terdapat sambungan pada tiang pancang tanpa tulangan sengkang yang berarti mengurangi kekuatan tiang pancang (Gambar 1.12).



Gambar 1.12 Sambungan Dasar *Abutment* dan Tiang Pancang
(Sumber : Penelitian Keruntuhan Jembatan Beton PT. Golden Blossom Sumatera)

5. Tim Kemitraan ITS menilai bahwa metode dan urutan pekerjaan *abutment*, tiang-tiang pondasi dan penimbunan tanah relatif tidak benar. Seharusnya pada pelaksanaannya dilakukan penimbunan tanah terlebih dahulu hingga mencapai kestabilan dan kemudian dilanjutkan dengan pekerjaan pondasi dan *abutment*.
6. Untuk perencanaan ulang jembatan, Tim Kemitraan ITS merekomendasikan tiga alternatif yaitu:
 - a. Pertama, 2 jembatan bentang 25 meter (total 50 meter) dimana terdapat pilar pada bentang 25 meter serta mengembalikan lebar sungai ke kondisi awal.
 - b. Kedua, Jembatan bentang 30 meter dengan adanya tambahan timbunan oprit.

- c. Ketiga, Jembatan bentang 34 meter dengan adanya tambahan timbunan oprit.
Ketiganya direkomendasikan menggunakan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) untuk perbaikan tanah dasarnya.

Berdasarkan analisa di atas dapat disimpulkan bahwa telah terjadi kesalahan perencanaan dari awal serta kesalahan urutan metode pelaksanaan. Sebagai pemecahan permasalahan di atas, maka Tugas Akhir ini akan membahas bagaimana merencanakan ulang timbunan oprit, dan *abutment* jembatan agar kesalahan perencanaan sebelumnya tidak terjadi lagi. Pada perencanaan ulang dipilih alternatif kedua yaitu jembatan bentang 30 meter dengan detail jembatan seperti perencana sebelumnya. Timbunan oprit di belakang *abutment* direncanakan setinggi 6 meter dengan kemiringan longitudinal 3 % sepanjang 24 meter dan selanjutnya timbunan setinggi 5.3 meter dengan kemiringan 0%.

Namun, berdasarkan hasil penyelidikan tanah yang dilakukan, kondisi tanah dasar di lokasi pembangunan berada dalam kondisi tanah lunak. Sebagai pemecahan permasalahan di atas maka diperlukan perbaikan tanah dasar menggunakan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD). Perencanaan perkuatan timbunan oprit menggunakan alternatif *geotextile* atau kombinasi *multiblocks* dan *geogrid* untuk stabilitas arah melintang. Sedangkan untuk stabilitas arah memanjang akan ditahan oleh *geotextile wall*. Ketinggian timbunan akan dianalisa dengan zoning berdasarkan ketinggian dimana akan dibagi menjadi 2 zona yaitu zona 1 sepanjang 24 meter dengan ketinggian timbunan 6 meter, zona 2 sampai sepanjang 1 kilometer dengan ketinggian timbunan 5,3 meter. Analisa alternatif yang akan dipakai akan ditinjau dari nilai faktor keamanan yang layak digunakan, dengan memperhitungkan biaya material yang paling murah. Pekerjaan *abutment* dan pondasi *abutment* dilakukan setelah pekerjaan oprit selesai. Direncanakan diameter tiang pancang menggunakan

diameter 30 cm dan 40 cm. Pemilihan diameter yang digunakan berdasarkan harga material yang paling murah.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian diatas, maka dirumuskan permasalahan pada proyek pembangunan jembatan plasma batu tugu-plasma tanjung kurung sebagai berikut :

1. Berapa besar pemampatan yang terjadi akibat beban yang bekerja di atas tanah dasar (beban timbunan dan beban *traffic*)?
2. Berapa tinggi timbunan awal yang dibutuhkan untuk mencapai tinggi timbunan yang direncanakan setelah terjadinya pemampatan?
3. Berapa lama waktu *preloading* harus diberikan dan berapa jarak pemasangan PVD agar pemakaian efektif?
4. Bagaimana perencanaan perkuatan *geotextile* pada timbunan oprit jembatan?
5. Bagaimana perencanaan perkuatan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid* pada timbunan oprit jembatan?
6. Bagaimana perencanaan perkuatan *geotextile wall* sebagai dinding penahan timbunan arah memanjang jalan?
7. Bagaimana perencanaan *abutment* dan pondasi *abutment* pada jembatan?
8. Alternatif perkuatan manakah yang memiliki biaya material paling murah?

1.3 Tujuan

Adapun tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini sebagai berikut :

1. Mengetahui besar pemampatan yang terjadi akibat beban yang bekerja di atas tanah dasar (beban timbunan dan beban *traffic*)
2. Mengetahui tinggi timbunan awal yang dibutuhkan untuk mencapai tinggi timbunan yang direncanakan setelah terjadinya pemampatan

3. Mengetahui lama waktu *preloading* dan jarak pemasangan PVD agar pemakaian efektif.
4. Merencanakan perkuatan *geotextile wall* pada timbunan oprit jembatan
5. Merencanakan perkuatan *multiblocks* pada timbunan oprit jembatan
6. Merencanakan dinding penahan timbunan menggunakan *geotextile wall* pada timbunan arah memanjang.
7. Merencanakan *abutment* dan pondasi *abutment* pada jembatan
8. Menentukan alternatif perkuatan yang memiliki biaya material paling murah.

1.4 Batasan Masalah

Dalam perencanaan ini terdapat beberapa batasan masalah, yaitu:

1. Tidak merencanakan struktur atas jembatan.
2. Data tanah yang digunakan untuk perencanaan tetap menggunakan data tanah sebelumnya yang paling kritis untuk diterapkan di kedua sisi.
3. Beban jembatan menggunakan beban jembatan dengan bentang 30 meter dengan detail jembatan seperti pada perencanaan sebelumnya.
4. Biaya yang dihitung hanya biaya material, tidak termasuk biaya pelaksanaan.

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa didapat dari penyusunan Tugas Akhir ini yaitu agar dapat menjadi bahan acuan dalam perencanaan timbunan oprit, *abutment* beserta pondasi jembatan yang memiliki kemiripan spesifikasi perencanaan yang sama.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pengambilan Data Tanah

Data tanah merupakan data yang diperoleh dari hasil penyelidikan lapangan dan hasil tes laboratorium. Salah satu tes penyelidikan tanah di lapangan yaitu menggunakan tes boring dan SPT (*Standart Penetration Test*). Pengambilan *sample* data tanah dilakukan di beberapa titik pada beberapa kedalaman untuk mengetahui jenis dan pengetesan parameter tanah di laboratorium. Dalam menentukan jenis dan parameter tanah untuk perencanaan perlu dilakukan analisa dengan pembuatan stratigrafi dan pemilihan dengan metode statistik.

2.2 Analisa Parameter Tanah

2.2.1 Pembuatan stratigrafi

Stratigrafi tanah dibuat untuk mengetahui kondisi tanah dasar di lokasi pembangunan. Sebelum membuat stratigrafi tanah, perlu dilakukan pendekatan statistik sederhana terhadap data-data tanah yang dimiliki. Pendekatan statistik yang digunakan adalah dengan pengambilan keputusan berdasarkan koefisien varian (CV) dari suatu distribusi nilai parameter tanah.

Beberapa persamaan statistik yang digunakan antara lain (ITS,1998) :

- Rata –rata

$$\bar{X} = \frac{\sum_{n=1}^1 X}{n} \quad [2.1]$$

- Standar Deviasi

$$STD = \sqrt{\frac{\sum (x-U)^2}{n}} \quad [2.2]$$

- Koefisien Varian

$$CV = \frac{STD}{U} \times 100\% \quad [2.3]$$

Dimana distribusi sebaran suatu nilai dapat diterima jika harga koefisien varian (CV) dari sebaran tersebut bernilai lebih kecil atau sama dengan 30%. Apabila nilai koefisien varian (CV) lebih besar dari pada 30%, maka perlu dilakukan pembagian layer

tanah sampai nilai CV tersebut kurang dari atau sama dengan 30%. Pembagian layer tanah didasarkan atas korelasi nilai N-SPT pada Tabel 2.1

2.2.2 Pemilihan parameter tanah

Analisa parameter tanah dilakukan untuk mendapatkan parameter yang akan digunakan untuk perencanaan. Metode yang digunakan adalah cara statistik dengan selang kepercayaan yang baik, yaitu selang yang pendek dengan derajat kepercayaan yang tinggi, oleh karena itu digunakan selang kepercayaan 90%.

Bentuk umum selang kepercayaan adalah Batas Bawah < (Parameter tanah) < Batas Atas. Dengan menggunakan “probabilitas t” atau “probabilitas z” yaitu :

- Probabilitas t digunakan apabila $n < 30$

$$\bar{X} - t_{(db; \alpha/2)} \frac{s}{\sqrt{n}} < (\mu) < \bar{X} + t_{(db; \alpha/2)} \frac{s}{\sqrt{n}} \quad [2.4]$$

- Probabilitas z digunakan apabila $n > 30$

$$\bar{X} - z_{(\alpha/2)} \frac{\sigma}{\sqrt{n}} < (\mu) < \bar{X} + z_{(\alpha/2)} \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad [2.5]$$

dimana:

\bar{X} = rata-rata

db = derajat kebebasan

α = tingkat kesalahan

s = Standar deviasi

n = jumlah data

(μ) = nilai parameter tanah

Nilai probabilitas $t_{(db; \frac{\alpha}{2})}$ didapat dari Tabel 2.2

Tabel 2.1 Korelasi N-SPT dan Konsistensi Tanah (untuk tanah dominan lanau dan lempung)

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan q_{con} , q_c (dari Sondir)	
	kPa	ton/m ²		kg/cm ²	kPa
Sangat lunak (very soft)	0 – 12.5	0 – 1.25	0 – 2.5	0 – 10	0 – 1000
Lunak (soft)	12.5 – 25	1.25 – 2.5	2.5 – 5	10 – 20	1000 – 2000
Menengah (medium)	25 – 50	2.5 – 5.0	5 – 10	20 – 40	2000 – 4000
Kaku (stiff)	50 – 100	5.0 – 10	10 – 20	40 – 75	4000 – 7500
Sangat kaku (very stiff)	100 – 200	10 – 20	20 – 40	75 – 150	7500 – 15000
Keras (hard)	>200	>20	>40	>150	>15000

(Sumber : Mochtar,2006; revised,2012)

Tabel 2.2 Nilai Luas Kurva Normal untuk Nilai t

df	Area in the Right Tail under the t Distribution Curve					
	.10	.05	.025	.01	.005	.001
1	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657	318.309
2	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925	22.327
3	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841	10.215
4	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604	7.173
5	1.476	2.015	2.571	3.365	4.032	5.893
6	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707	5.208
7	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499	4.785
8	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355	4.501
9	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250	4.297
10	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169	4.144
11	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106	4.025
12	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055	3.930
13	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012	3.852
14	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977	3.787
15	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947	3.733
16	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921	3.686
17	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898	3.646
18	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878	3.610
19	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861	3.579
20	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845	3.552
21	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831	3.527
22	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819	3.505
23	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807	3.485
24	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797	3.467
25	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787	3.450
26	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779	3.435
27	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771	3.421
28	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763	3.408
29	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756	3.396
30	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750	3.385
31	1.309	1.696	2.040	2.453	2.744	3.375
32	1.308	1.694	2.037	2.449	2.738	3.365
33	1.308	1.692	2.035	2.445	2.733	3.356
34	1.307	1.691	2.032	2.441	2.728	3.348
35	1.306	1.690	2.030	2.438	2.724	3.340

(Sumber: Harinaldi, 2005)

2.3 Permasalahan Pembangunan Konstruksi di Atas Tanah Lunak

Tanah lempung merupakan jenis tanah lunak yang kurang menguntungkan untuk digunakan sebagai lapisan tanah dasar pondasi, karena daya dukung tanah ini sangat rendah dan memiliki kemampumampatan tinggi. Tanah lunak atau sangat lunak memiliki daya dukung sangat rendah, yang menyebabkan tanah tidak mampu mendukung tinggi timbunan rencana beserta beban lalu lintasnya, sehingga memerlukan perbaikan tanah dasar yang cukup.

2.4 Pemampatan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

2.4.1 Besar konsolidasi

2.4.1.1 Besar konsolidasi penimbunan langsung

Penimbunan timbunan setinggi H di atas tanah lunak akan menyebabkan terjadinya penambahan tegangan pada tanah dasar sehingga mengakibatkan adanya konsolidasi. Terdapat dua jenis konsolidasi berdasarkan tegangan yang diakibatkan, yaitu :

1. Tanah terkonsolidasi secara normal, *Normally Consolidated Soil* (NC-Soil), di mana tegangan *overburden* efektif pada saat ini adalah merupakan tegangan maksimum yang pernah dialami tanah tersebut.
2. Tanah terkonsolidasi lebih, *Over Consolidated Soil* (OC-Soil), di mana tegangan *overburden* efektif saat ini adalah lebih kecil daripada tegangan yang pernah dialami oleh tanah yang bersangkutan sebelumnya.

Tanah disebut sebagai NC-Soil atau OC-soil tergantung dari harga *Over Consolidation Ratio* (OCR), yang didefinisikan dengan persamaan berikut ini:

$$OCR = \frac{\sigma_c'}{\sigma_o'} \quad [2.6]$$

di mana:

σ_c' = *effective past overburden pressure*

σ_o' = *effective overburden pressure*

NC-Soil mempunyai harga $OCR = 1$ dan OC soil mempunyai harga $OCR > 1$.

Secara umum besar pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah lempung setebal H dapat dihitung dengan persamaan (Das, 1985):

1. Untuk tanah *Normally Consolidated* (NC-Soil):

$$Sc = C_c \cdot \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma'_{vo'}} \quad [2.7]$$

2. Untuk tanah *Over Consolidated* (OC-Soil):

- Bila $(\sigma'_{vo} + \Delta\sigma) \leq \sigma'_c$, maka:

$$Sc = \frac{C_s \cdot H_0}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma'_{vo'}} \quad [2.8]$$

- Bila $(\sigma'_{vo} + \Delta\sigma) > \sigma'_c$, maka:

$$Sc = \frac{C_s \cdot H_0}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{vo'}} + \frac{C_c \cdot H_0}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \quad [2.9]$$

di mana:

- Sc = besar pemampatan yang terjadi (m)
- C_c = indeks pemampatan (*compression index*)
- C_s = indeks pemuatan (*swelling index*)
- e_0 = angka pori
- σ'_o = tegangan overburden efektif
- $\Delta\sigma$ = penambahan beban vertikal (beban luar)
- σ'_c = tegangan prakonsolidasi

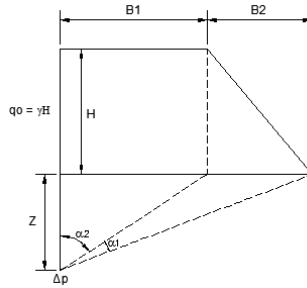
Sehingga besar pemampatan total adalah:

$$Sc = \sum_{i=1}^n Sc_i \quad [2.10]$$

di mana:

- n = jumlah lapisan tanah yang akan dihitung besar pemampatan konsolidasi.
- Sc_i = besar pemampatan konsolidasi untuk lapisan ke- i

$\Delta\sigma'$ merupakan tambahan tegangan akibat pengaruh beban timbunan yang ditinjau di tengah-tengah lapisan. Menurut Braja M. Das (1985), dalam bukunya "*Principles of Foundation Engineering, Second Edition*" diagram tegangan tanah akibat timbunan adalah sebagai berikut:

Gambar 2.1 Visualisasi dan Notasi ΔP

Besarnya $\Delta\sigma'$ adalah:

$$\Delta\sigma' = \frac{q_0}{\pi} x \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) x (\alpha_1 + \alpha_2) - \left(\frac{B_1}{B_2} x \alpha_2 \right) \right] \quad [2.11]$$

di mana:

q_0 = beban timbunan (t/m^2) $\rightarrow q_0 = \gamma_{\text{timb}} \times h_{\text{timb}}$

$\Delta\sigma'$ = besarnya tegangan akibat pengaruh beban timbunan yang ditinjau di tengah-tengah lapisan (t/m^2)

$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(\frac{B_1 + B_2}{z} \right) - \tan^{-1} x \left(\frac{B_1}{z} \right)$ (radian)

$\alpha_2 = \tan^{-1} x \left(\frac{B_1}{z} \right)$ (radian)

B_1 = $\frac{1}{2}$ lebar timbunan

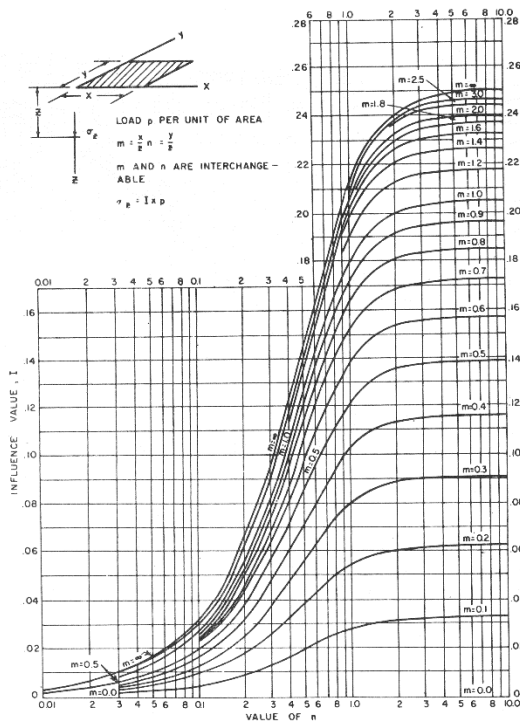
B_2 = panjang proyeksi horizontal kemiringan timbunan.

Nilai $\Delta\sigma'$ yang diperoleh adalah untuk $\frac{1}{2}$ bentuk timbunan sehingga untuk bentuk timbunan yang simetris, nilai I yang diperoleh harus dikali 2, dan berubah menjadi:

$$\Delta\sigma' = 2 \times q_0 \quad [2.12]$$

Untuk distribusi tegangan beban persegi menggunakan persamaan:

$$\Delta\sigma' = I \times q_0 \quad [2.13]$$



Gambar 2.2 Grafik Faktor Pengaruh untuk Beban Bentuk Persegi (sumber : Mochtar, 2000)

Setelah didapatkan besar pemampatan konsolidasi maka dapat dihitung tinggi timbunan awal (H_{initial}) yang dibutuhkan untuk mencapai tinggi final yang direncanakan.

2.4.1.2 Perhitungan tinggi timbunan awal (H_{initial})

Tinggi timbunan awal pada saat pelaksanaan tidak sama dengan tinggi timbunan rencana. Penentuan dari tinggi timbunan rencana pada saat pelaksanaan fisik (dengan memperhatikan adanya pemampatan), dapat dihitung dengan (Mochtar, 2012):

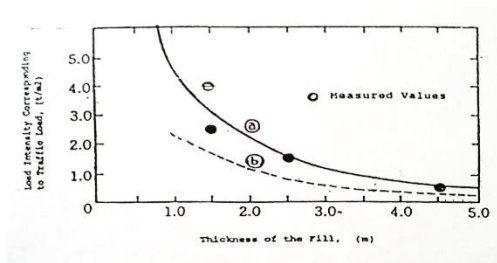
$$q_{\text{final}} = q = (H_{\text{inisial}} \times \gamma_{\text{timb}}) - (S_c \times \gamma_{\text{timb}}) + (S_c \times \gamma'_{\text{timb}})$$

$$q_{\text{final}} = q = (H_{\text{inisial}} - S_c) \gamma_{\text{timb}} + (S_c \times \gamma'_{\text{timb}})$$

$$H_{\text{inisial}} = \frac{q + (S_c \times \gamma_{\text{timb}}) - (S_c \times \gamma'_{\text{timb}})}{\gamma_{\text{timb}}} \quad [2.14]$$

$$H_{\text{akhir}} = H_{\text{inisial}} - S_c \text{ timbunan} - S_c \text{ pavement} - H_{\text{bongkar traffic}} + \text{tebal pavement} \quad [2.15]$$

Untuk penentuan $H_{\text{bongkar traffic}}$ digunakan grafik Road Association, 1986 pada Gambar 2.3



Gambar 2.3 Korelasi q_{Traffic} dengan Tinggi Timbunan Rencana

2.4.1.3 Besar konsolidasi penimbunan bertahap

Pelaksanaan penimbunan di lapangan biasanya dilakukan secara bertahap dengan kecepatan sesuai yang direncanakan. Maka dari itu perlu dihitung besar pemampatan konsolidasi akibat penambahan beban timbunan bertahap.

Untuk pembebanan secara bertahap dimana besar beban di setiap tahapan adalah Δp , digunakan persamaan berikut :

1. Bila $(p_o' + \Delta p_1) \leq p_c'$

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_0} \left[\log \left(\frac{p_o' + \Delta p_1}{p_o'} \right) \right] \quad [2.16]$$

2. Bila $(p_o' + \Delta p_1 + \Delta p_2) > p_c'$

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{p_c'}{p_o' + \Delta p_1} + \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{p_o' + \Delta p_1 + \Delta p_2}{p_c'} \quad [2.17]$$

3. Bila $(p_o' + \Delta p_1 + \Delta p_2 + \Delta p_3) > p_c'$

$$S_c = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{p_o' + \Delta p_1 + \Delta p_2 + \Delta p_3}{p_o' + \Delta p_1 + \Delta p_2} \quad [2.18]$$

Dimana:

- Sc = pemampatan konsolidasi pada lapisan tanah yang ditinjau
- H = tebal lapisan tanah *compressible*
- e_0 = angka pori awal (*initial void ratio*)
- C_c = indeks kompresi
- C_s = indeks mengembang
- Δp = beban *surchage*
- p'_0 = tekanan tanah vertikal efektif dari suatu titik di tengah-tengah lapisan ke- i akibat beban tanah sendiri di atas titik tersebut di lapangan (*effective overburden pressure*)

2.4.2 Waktu konsolidasi

Pada umumnya tebal dari lapisan yang memampat dinyatakan sebagai H dan panjang terjauh dari aliran rembesan air disebut H_{dr} . Persamaan dari Terzaghi (1984), untuk menghitung waktu konsolidasi dari lapisan tanah yang memampat tersebut adalah:

$$t = \frac{T_v \cdot (H_{dr})^2}{C_v} \quad [2.19]$$

di mana:

- T_v = faktor waktu (Tabel 2.3)
- t = waktu konsolidasi (detik)
- C_v = koefisien konsolidasi (cm^2/det)
- H_{dr} = panjang aliran air terpanjang

Untuk lapisan tanah yang dibatasi oleh 2 (dua) lapisan yang lolos air (*permeable*), misalnya pasir atau kerikil, panjang $H_{dr} = \frac{1}{2} \times$ tebal lapisan. Akan tetapi, bila lapisan sebelah bawah berupa lapisan kedap air, maka aliran rembesan dianggap hanya dapat menuju ke atas lapisan, sehingga $H_{dr} = H$.

Untuk konsolidasi tanah yang berlapis-lapis dengan ketebalan berbeda, waktu konsolidasi dapat dicari dengan menggunakan rumus sebagai berikut (Mochtar, 2012):

$$C_v = \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2}{\left(\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right)^2} \quad [2.20]$$

di mana:

- H_1, H_2, \dots, H_n = tebal lapisan-lapisan tanah lempung yang mengalami pemampatan.
 $C_{v1}, C_{v2}, \dots, C_{vn}$ = harga C_v untuk masing-masing lapisan tanah yang bersangkutan.

Tabel 2.3 Variasi Faktor Waktu Terhadap Derajat Konsolidasi

Derajat Konsolidasi U%	Faktor Waktu Tv
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	-

(sumber: Braja M. Das, 1985)

2.5 Percepatan Waktu Konsolidasi dengan *Vertical Drain*

Lamanya waktu konsolidasi disebabkan oleh lapisan tanah lunak yang tebal sehingga menyebabkan lamanya proses keluarnya aliran air pori secara vertikal. Untuk mempercepat proses konsolidasi maka diperlukan suatu metode *vertical drain*. Salah satu penerapan metode *vertical drain* yaitu dengan menggunakan *Prefabricated Vertical Drain (PVD)*.

2.5.1 Percepatan waktu konsolidasi dengan PVD

Penentuan waktu konsolidasi didasarkan teori aliran pasir vertikal menurut Barron (1948), menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi linier satu dimensi. Penentuan waktu konsolidasi dari teori Barron (1948) adalah :

$$t = \left(\frac{D^2}{8 \cdot C_h} \right) F(n) \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - U_h} \right) \quad [2.21]$$

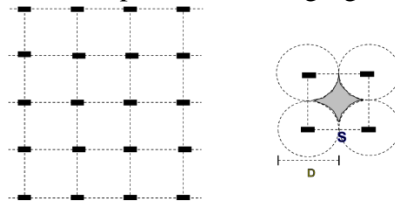
dimana :

t = waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer

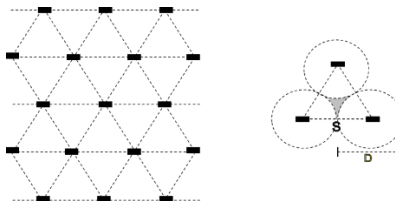
D = diameter *equivalen* dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh PVD

Harga $D = 1,13 \times s$ untuk pola susunan bujur sangkar (Gambar 2.4)

Harga $D = 1,05 \times s$ untuk pola susunan segitiga (Gambar 2.5)



Gambar 2.4 Pola Susunan PVD Bujur Sangkar
(sumber : Mochtar, 2000)



Gambar 2.5 Pola Susunan PVD Segitiga
(sumber : Mochtar, 2000)

C_h = koefisien konsolidasi tanah horisontal
= $(k_h/k_v) \cdot C_v$

K_h/k_v = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah dasar arah horisontal dan vertikal, untuk tanah lempung yang jenuh air, harga (k_h/k_v) berkisar antara 2 sampai 5.
(sumber : Mochtar, 2000)

$F(n)$ = faktor hambatan yang disebabkan karena jarak antara PVD

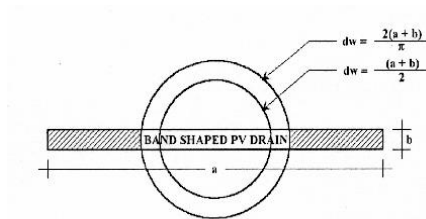
Oleh Hansbo (1979) dalam Mochtar (2000) harga $F(n)$ didefinisikan sebagai berikut :

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[\ln(n) - \left(\frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right) \right] \quad [2.22]$$

Atau :

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[\ln(n) - 3/4 - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right] \quad [2.23]$$

Dimana :



Gambar 2.6 *Equivalen* diameter (d_w) untuk PVD
(sumber : Mochtar, 2000)

Pada umumnya $n > 20$ sehingga dapat dianggap $1/n = 0$

$$\text{dan } \left(\frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \approx 1$$

Jadi :

$$F(n) = \ln(n) - 3/4 \quad [2.24]$$

$$F(n) = \ln(D/d_w) - 3/4 \quad [2.25]$$

Hansbo (1979) menentukan waktu konsolidasi dengan menggunakan persamaan berikut :

$$t = \left(\frac{D^2}{8.Ch} \right) \cdot (2.F(n)) \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - U_h} \right) \quad [2.26]$$

dimana :

t = waktu yang diperlukan untuk mencapai U_h

D = diameter lingkaran

$F(n)$ = faktor hambatan disebabkan karena jarak PVD

Ch = koefisien konsolidasi tanah horisontal

U_h = derajat konsolidasi tanah (arah horisontal)

Dengan memasukkan harga t tertentu, dapat dicari harga U_h pada lapisan tanah yang dipasang PVD. Selain konsolidasi akibat aliran pori arah horisontal juga terjadi konsolidasi akibat aliran air arah vertikal U_v . Harga U_v dicari dengan persamaan :

- Untuk $U_v > 60\%$:

$$U_v = (100 - 10^a) \quad [2.27]$$

Dimana :

$$a = \frac{1.781 - Tv}{0.933} \quad [2.28]$$

$$\pi = 3.14$$

- Untuk U_v antara 0 s/d 60% :

$$U_v = \left(2 \sqrt{\frac{Tv}{\pi}} \right) \times 100\% \quad [2.29]$$

- Derajat konsolidasi rata-rata U dapat dicari dengan cara :

$$U = [1 - (1 - U_h)(1 - U_v)] \times 100\% \quad [2.30]$$

2.6 Daya Dukung Tanah Dasar

Pada Sub bab 2.3 telah disebutkan bahwa permasalahan pada tanah lunak yaitu memiliki daya dukung yang rendah. Apabila tanah dasar tidak mampu untuk menerima beban di atasnya maka diperlukan perkuatan untuk meningkatkan daya dukung tanah dasar. Perkuatan yang dapat digunakan untuk meningkatkan daya dukung tanah diantaranya yaitu perkuatan dengan *geotextile*, *micropile*, atau kombinasi *multiblocks* dan *geogrid*. Sebelum menghitung perkuatan, perlu diketahui tinggi timbunan yang mampu ditahan oleh tanah dasar atau bisa disebut tinggi kritis (H_{cr}).

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya pada Sub bab 2.4.1.2 bahwa penimbunan di lapangan dilakukan secara bertahap, maka perlu dihitung peningkatan daya dukung akibat penambahan beban timbunan bertahap dimana umur timbunan tidak sama setiap pentahapannya.

2.6.1 Penentuan tinggi timbunan kritis (H_{cr})

Penentuan tinggi timbunan kritis (H_{cr}) dapat ditentukan dengan *trial* menggunakan program bantu, salah satunya *XSTABL*. Tinggi timbunan kritis juga dapat dihitung menggunakan rumus empiris:

$$H_{cr} = \frac{c.N_c}{SF \cdot \gamma_{timb}} \quad [2.31]$$

2.6.2 Perkuatan tanah dengan *geotextile*

2.6.2.1 *Geotextile* sebagai perkuatan

Perencanaan *geotextile* sebagai perkuatan tergantung pada besar peningkatan momen perlawanan (ΔM_R) yang

direncanakan. Perhitungan untuk mencari (ΔM_R) dapat menggunakan persamaan berikut:

$$\Delta M_R = (M_D \times SF) - M_R \quad [2.32]$$

di mana:

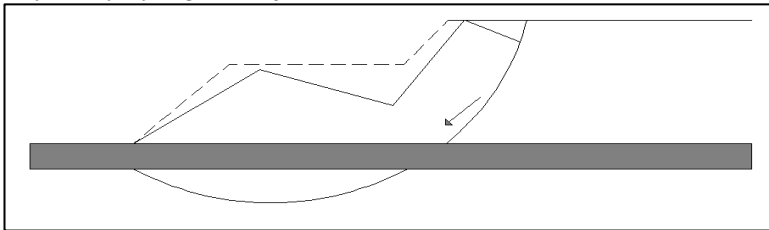
M_R = momen penahan

ΔM_R = momen penahan tambahan yang harus dipikul oleh *geotextile*

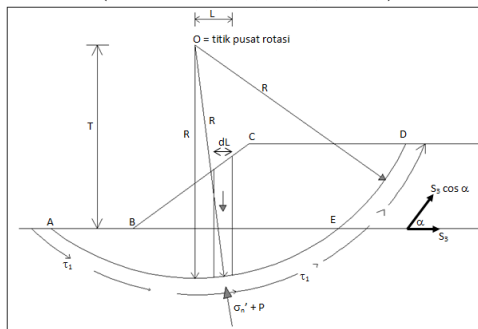
M_D = momen dorong, $\frac{MR}{SF}$

- **Overall Stability**

Untuk menganalisa angka keamanan dari *overall stability* dapat menggunakan model irisan Bishop (1955) dengan bantuan Program XSTABL. Gaya-Gaya yang bekerja pada *overall stability* juga sesuai dengan yang digambarkan pada Gambar 2.8 Gaya-Gaya yang Bekerja untuk *Overall Stability*.



Gambar 2.7 Model Kelongsoran untuk *Overall Stability*
(Sumber: Mochtar, 2000)



Gambar 2.8 Gaya-Gaya yang Bekerja untuk *Overall Stability*
(Sumber: Mochtar, 2000)

T = jarak vertikal titik pusat rotasi dengan *geotextile* yang ditinjau

$$= y_o - y_c \quad [2.33]$$

dengan:

y_o = ordinat titik pusat rotasi

y_c = ordinat titik yang ditinjau

τ = tegangan geser *geotextile* dengan tanah asli

$$= C_u + \sigma_v \cdot \tan \theta \quad [2.34]$$

dengan:

C_u = tegangan geser tanah asli

σ_v = tegangan vertikal timbunan

θ = tegangan geser tanah

Adapun syarat dari *overall stability* yang harus dipenuhi adalah sebagai berikut:

$$M_R = (M_D \times SF) + \Delta M_R$$

$$SF = \frac{M_R - \Delta M_R}{M_D} \quad [2.35]$$

di mana:

M_D = Momen penggerak = (berat segmen busur ABCDEA) x jarak pusat berat ABCDEA terhadap O.

M_R = Momen penahan

ΔM_R = Momen penahan tambahan yang ditahan oleh *geotextile*

SF_{\min} yang digunakan mengacu pada

Tabel 2.4 dan Tabel 2.5

Tabel 2.4 *Safety Factor* untuk *Slope* Baru (diadaptasi dari GEO, 1984)

Economic risk	Required factor of safety with loss of life for a 10 years return period rainfall		
	Negligible	Low	High
Negligible	> 1.1	1.2	1.4
Low	1.2	1.3	1.5
High	1.4	1.5	1.6

(Sumber : Burt Look, 2007)

Tabel 2.5 Resiko Keselamatan (diadaptasi dari GEO, 1984)

Situation	Risk to life
Open farmland	Negligible
Country parks, lightly used recreation areas	Negligible
Country roads and low traffic intensity B roads	Negligible
Storage compounds (non hazardous goods)	Negligible
Town squares, sitting out areas, playgrounds and car parks	Negligible
High traffic density B roads	Low
Public waiting areas (e.g. railway stations, bus stops)	Low
Occupied buildings (residential, commercial, industrial and educational)	High
All A roads, by-passes and motorways, including associated slip roads, petrol stations and service areas	High
Buildings storing hazardous goods, power stations (all types), nuclear, chemical, and biological complexes	High

(Sumber : Burt Look, 2007)

Syarat kekuatan bahan S_1

$$T_{\text{allow}} = \frac{T_{\text{ultimate}}}{SF} \quad [2.36]$$

 T_{allow} = Kekuatan tarik *geotextile* (kN/m²) T_{ultimate} = Kekuatan tarik bahan *geotextile* (kN/m²)SF = SF_{ID} X SF_{CR} X SF_{CD} X SF_{BD} (Tabel 2.6)

di mana:

SF_{ID} = angka keamanan untuk kesalahan pemasangan (*installation damage*)SF_{CR} = angka keamanan untuk *creep*SF_{CD} = angka keamanan untuk *chemical degradation*SF_{BD} = angka keamanan untuk *biological degradation*.

Bila syarat ini tidak terpenuhi, digunakan beberapa lapis bahan.

Tabel 2.6 Angka Kemanaan untuk Menghitung T_{allow}

Penggunaan Geotextile	Faktor Pemasangan, FS _{id}	Faktor Rangkak, FS _{cr}	Faktor Kimia, FS _{cd}	Faktor Biolog, FS _{bd}
Separation	1,1 – 2,5	1,1 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Cushioning	1,1 – 2,0	1,2 – 1,5	1,0 – 2,0	1,0 – 1,2
Unpaved Roads	1,1 – 2,0	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,2
Walls	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Embankments	1,1 – 2,0	2,0 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Bearing Capacity	1,1 – 2,0	2,0 – 4,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Slope Stabilization	1,1 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,3
Pavement Overlays	1,1 – 1,5	1,0 – 1,2	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Railroads	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,5 – 2,0	1,0 – 1,2
Flexible Form	1,1 – 1,5	1,5 – 3,0	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1
Silt Fences	1,1 – 1,5	1,5 – 2,5	1,0 – 1,5	1,0 – 1,1

Panjang Geotextile di belakang bidang lonsor (L_e) dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$L_e = (T_{all} \times SF) / ((\tau_1 + \tau_2) \times E) \quad [2.37]$$

dengan:

E = efisiensi, diambil $E = 0,8$

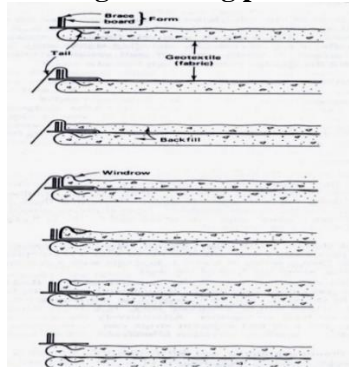
Besar Momen penahan *geotextile* dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$M_{\text{geotextile}} = T_{\text{allow}} \times T_i \quad [2.38]$$

T_{allow} = Kekuatan tarik *geotextile* (kN/m^2)

T_i = Jarak vertikal antara *geotextile* dengan pusat bidang lonsor (m)

2.6.2.2 *Geotextile* sebagai dinding penahan tanah



Gambar 2.9 *Geotextile* Dinding Penahan Tanah

Stabilitas *Geotextile* sebagai dinding penahan tanah yang perlu ditinjau adalah *Internal Stability* dan *External Stability*.

1. *Internal Stability*

Pada *Internal Stability* gaya-gaya yang perlu diperhatikan adalah :

- Tanah di beakang dinding
- Beban luar : Beban Surcharge
Beban Hidup

Besar tegangan *horizontal* yang diterima dinding (σ_H) :

$$\sigma_H = \sigma_{HS} + \sigma_{Hq} + \sigma_{HL} \quad [2.39]$$

Dimana :

σ_{HS} = tegangan *horizontal* akibat tanah dibelakang dinding

σ_{Hq} = tegangan *horizontal* akibat tanah timbunan surcharge

σ_{HL} = tegangan *horizontal* akibat tanah hidup

Dinding penahan tanah, turap, galian yang diperkokoh maupun tidak, semuanya memerlukan perkiraan tekanan tanah lateral secara kuantitatif pada pekerjaan konstruksi, baik untuk analisa perencanaan maupun untuk analisa stabilitas. Tekanan tanah lateral merupakan salah satu bagian perencanaan penting, khususnya dalam hal teknik pondasi maupun bangunan penahan tanah.

Dalam memperkirakan dan menghitung kestabilan dinding penahan, diperlukan menghitung tekanan ke arah samping (lateral). Tekanan lateral terjadi karena massa tanah menerima beban akibat tegangan normal maupun berat kolom tanah. Hal ini menyebabkan terjadinya tekanan ke arah tegak lurus atau ke arah samping. Besarnya tekanan tanah lateral sendiri sangat dipengaruhi oleh fisik tanah, sudut geser, dan kemiringan tanah terhadap bentuk struktur dinding penahan.

Tekanan tanah lateral dibagi menjadi tekanan tanah dalam keadaan diam, tekanan tanah aktif, dan tekanan tanah pasif. Tekanan tanah dalam kondisi diam terjadi akibat massa tanah pada dinding penahan berada dalam kondisi seimbang. Tekanan tanah aktif merupakan tekanan yang berusaha untuk mendorong dinding penahan tersebut kedepan. Sementara tekanan tanah pasif merupakan tekanan yang berusaha mengimbangi tekanan tanah aktif.

a. Tekanan Lateral Aktif

Tekanan aktif merupakan tekanan yang mendorong dinding penahan tanah ke arah horizontal. Sementara dinding penahan

tanah harus dalam keadaan seimbang dalam menahan tekanan arah horizontal. Tekanan ini dapat dievaluasi dengan menggunakan koefisien tanah K_a . Rumusan tekanan horizontal dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H \quad [2.40]$$

Dimana harga K_a :

- Untuk tanah datar:

$$K_a = \frac{1 - \sin Q}{1 + \sin Q} = \tan^2 \left(45 - \frac{Q}{2} \right) \quad [2.41]$$

- Untuk tanah miring:

$$K_a = \left(\frac{\cos Q}{1 + \sqrt{\frac{\sin Q \sin(Q - \delta)}{\cos \delta}}} \right)^2 \quad [2.42]$$

Dimana:

Q = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

Selain itu, kohesi sebagai lekatan antara butiran tanah juga memiliki pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah yaitu sebesar $2c\sqrt{K_a}$, sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H - 2 \times c \times \sqrt{K_a} \quad [2.43]$$

dimana c = kohesi tanah.

b. Tekanan Lateral Pasif

Rumusan tekanan horizontal pasif dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H \quad [2.44]$$

Dimana harga K_p

- Untuk tanah datar adalah:

$$K_p = \frac{1 + \sin Q}{1 - \sin Q} = \tan^2 \left(45 + \frac{Q}{2} \right) = \frac{1}{K_a}$$

[2.45]

- Untuk tanah miring adalah:

$$K_a = \left(\frac{\cos Q}{1 + \sqrt{\frac{\sin Q \sin(Q+\delta)}{\cos \delta}}} \right)^2 \quad [2.46]$$

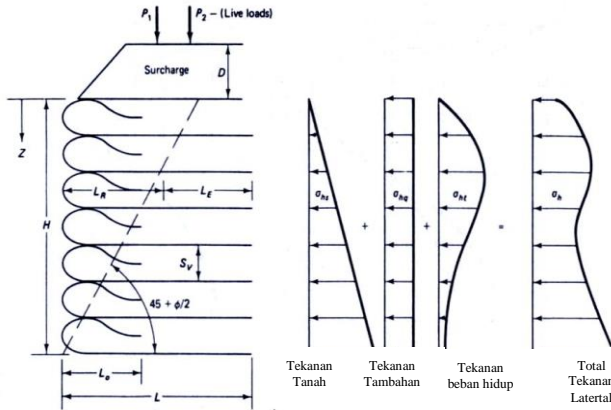
Dimana:

Q = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

Dalam kasus tekanan lateral pasif, kohesi (lekatan antar butiran tanah) mempunyai pengaruh memperbesar tekanan pasif tanah sebesar $2c\sqrt{K_a}$, sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H + 2 \times c \times \sqrt{K_p} \quad [2.47]$$



Gambar 2.10 Prinsip Beban yang Bekerja pada *Geotextile Wall*

Jarak Vertikal pemasangan geotextile (S_v) :

$$\sigma_{HZ} \times S_v \times 1 = \frac{T_{ALL}}{SF} \rightarrow S_v = \frac{T_{ALL}}{SF \times \sigma_{HZ} \times 1} \quad [2.48]$$

Dimana : σ_{HZ} = tegangan horisontal pada kedalaman Z

$$SF = 1.3 \text{ s/d } 1.5$$

Panjang *Geotextile* yang ditanam (L) :

$$L = L_e + L_R \quad [2.49]$$

L_e = panjang geotextile yang berada dalam *anchorage zone*
(minimum = 3 ft /1.0m)

L_R = panjang geotextile yang berada di depan bidang longsor

Dimana :

Panjang L_R

$$L_R = (H - Z) \times \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad [2.50]$$

Panjang L_e

$$L_e = \frac{S_v \cdot \sigma_H \cdot SF}{2[c + \sigma_v (\tan \delta)]} \quad [2.51]$$

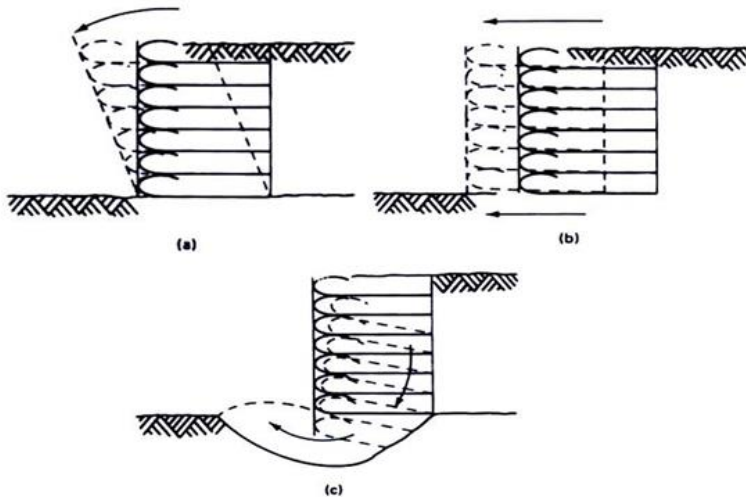
Panjang Lipatan L_o Gaya yang diperhitungkan $\frac{1}{2} \sigma_H$:

$$L_o = \frac{S_v \cdot \sigma_H \cdot SF}{4[c + \sigma_v (\tan \delta)]} \quad [2.52]$$

2. *External Stability*

Untuk perencanaan *Geotextile* sebagai dinding penahan tanah perlu diperhatikan *External Stability*, yaitu:

- Aman terhadap geser
- Aman terhadap guling
- Aman terhadap kelongsoran daya dukung



Gambar 2.11 *External Stability* pada *Geotextile Walls* (a) Aman terhadap geser (b) Aman terhadap geser (c) Aman terhadap kelongsoran daya dukung

a. Kontrol Terhadap Geser

Faktor keamanan dapat dihitung dengan rumusan:

$$F = \frac{a \times b + N \times \tan \delta}{T} \quad [2.53]$$

Dimana: R = resultan gaya-gaya yang bekerja

N = komponen vertikal R

T = komponen horizontal R

b = lebar pondasi / landasan

a = karakteristik adhesi

δ = sudut geser antara dasar tembok dengan tanah

F = faktor keamanan

$F \geq 1,5 \rightarrow$ untuk tekanan pasif diabaikan

$F \geq 2,0 \rightarrow$ untuk tekanan pasif tidak diabaikan

Menurut Terzaghi dan Peck, unsur adhesi dapat diabaikan namun tetap menggunakan unsur lekatan antar tanah dan pondasi, sehingga perumusannya menjadi:

$$F = \frac{N \times \tan \delta}{T} \quad [2.54]$$

Tabel 2.7 Hambatan antar Tanah dan Pondasi

Tanah pondasi dengan butiran kasar, tanpa lempung dan lanau	$\delta = 30^\circ$
Tanah pondasi dengan butiran kasar, dengan lempung atau lanau	$\delta = 25^\circ$
Kasus yang lainnya	$\delta = 20^\circ$

(sumber : Herman Wahyudi, 1999)

Geser juga bisa terjadi didalam dinding penahan itu sendiri. Syarat agar tidak terjadi hal demikian adalah:

$$T < f \times N$$

$$F = \frac{f \times N}{T} \quad [2.55]$$

Dimana:

f = koefisien gesekan antar material didalam dinding.

Pada umumnya dipakai $f = 0,60$. (Wahyudi, Herman 1999)

b. Kontrol Terhadap Guling

Faktor keamanan dapat dihitung dengan rumusan:

$$FS = \frac{\sum \text{resisting moments}}{\sum \text{driving moments}} \quad [2.56]$$

$$FS = \frac{\sum \frac{w_i \cdot x_i + P_a \sin \delta \cdot x_i}{P_a \cos \delta \cdot R_i}}{\quad} \quad [2.57]$$

Dimana:

w_i = Berat tanah di atas *geotextile* (t/m')

x_i/R_i = Jarak dari titik berat gaya ke titik O yang ditinjau/lengan momen (m)

P_a = Gaya akibat tekanan tanah aktif (t/m')

c. Kontrol Terhadap Daya Dukung Sebagai Pondasi

Kontrol daya dukung tanah yang dikemukakan oleh Terzaghi adalah :

$$q_l = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + (\gamma \cdot D + q_0) N_q \quad [2.58]$$

$$q_l = \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) \cdot C \cdot N_c + (\gamma \cdot D + q_0) \cdot N_q \quad [2.59]$$

Tegangan ijin yang terjadi adalah:

$$\sigma_{\text{yang terjadi}} = \frac{q_l}{SF} \quad [2.60]$$

Dimana: q_l = tegangan dalam tanah maksimum
 B = lebar dasar pondasi
 D = kedalaman pondasi (terdalam)
 γ = berat volume tanah
 C = kohesi tanah
 N_γ, N_c, N_q = koefisien daya dukung tanah akibat ϕ
 SF = angka keamanan, umumnya ditetapkan $\geq 1,5$

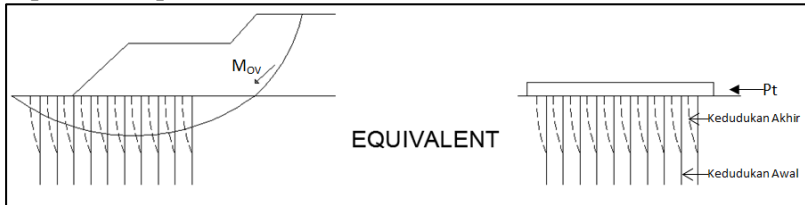
Tabel 2.8 Harga N_γ, N_c, N_q (Caquot dan Kerisel)

ϕ°	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

(sumber: Herman Wahyudi, 1999)

2.6.3 Perkuatan tanah dengan cerucuk/*micropile*

Asumsi yang dipakai untuk perhitungan *micropile* ini adalah asumsi cerucuk oleh Mochtar (2012). Penggunaan cerucuk dimaksudkan untuk menaikkan tahanan geser tanah. Bila tahanan tanah terhadap geser meningkat, maka daya dukung tanah pun meningkat. Asumsi yang digunakan dalam konstruksi cerucuk dapat dilihat pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12 Asumsi Gaya yang Diterima Cerucuk

(Sumber: Mochtar, 2012)

Adapun prosedur dari perhitungan kebutuhan cerucuk berdasarkan NAVFAC DM-7 (1971) adalah sebagai berikut:

- a. Menghitung kekuatan 1 (satu) buah cerucuk terhadap gaya horizontal.
- Menghitung faktor kekuatan relatif (T)

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \quad [2.61]$$

di mana:

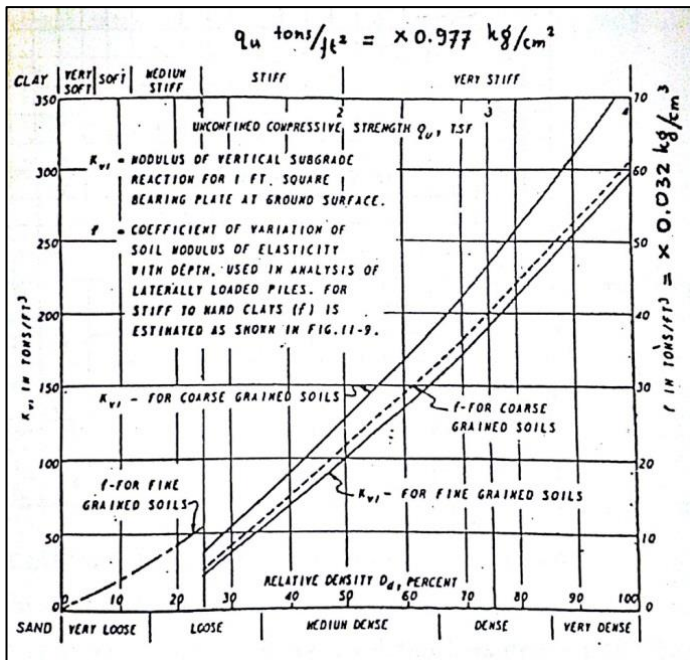
E = Modulus elastisitas tiang (cerucuk), Kg/cm²

I = Momen inersia tiang (cerucuk), cm⁴

f = koefisien dari variasi modulus tanah, kg/cm³

T = faktor kekakuan relatif, cm

Harga f dengan bantuan Gambar 2.13 yang merupakan garfik antara f dengan unconfined compression strength, yaitu $q_u = 2.C_u$



Gambar 2.13 Harga f untuk Berbagai Jenis Tanah
(Sumber: *Design Manual*, NAVFAC DM-7, 1971)

Menghitung gaya horizontal yang mampu ditahan 1 tiang.

$$M_p = F_M \times (P \times T) \quad [2.62]$$

di mana:

M_p = momen lentur yang mampu ditahan oleh cerucuk akibat beban horizontal P , Kg.com.

F_M = koefisien momen akibat gaya lateral P .

P = gaya horizontal maksimum yang mampu diterima oleh satu cerucuk, Kg.

T = faktor kekakuan relatif, cm.

Dengan merencanakan panjang cerucuk yang tertahan di bawah/atas bidang gelincir (L) didapat harga L/T dengan bantuan Gambar 2.11 dan harga L/T pada kedalaman z didapat harga F_M .

Jadi, gaya horizontal yang mampu dipikul oleh 1 (satu) cerucuk adalah:

$$P = \frac{M_P}{F_M \times T} \quad [2.63]$$

Gaya maksimal P_{max} yang dapat ditahan oleh 1 cerucuk terjadi bila M_P = momen maksimal lentur bahan cerucuk. Bila kekuatan bahan dan dimensi bahan diketahui, maka:

$$M_P \text{ max 1 cerucuk} = \frac{\sigma_{\text{max bahan}} \times I_n}{C}$$

atau

$$M_P \text{ max 1 cerucuk} = \sigma_{\text{max}} \times W \quad [2.64]$$

di mana:

σ_{max} = tegangan tarik/tekan maks. bahan cerucuk

L = momen inersia penampang cerucuk terhadap garis yang melewati titik pusat penampang

C = $\frac{1}{2} \times D$, D = diameter cerucuk

W = I_n/C

$$P_{\text{max 1 cerucuk}} = \frac{M_P \text{ max 1 cerucuk}}{F_M \times T} \times F_k \quad [2.65]$$

dengan F_k menurut Rusdiansyah & Mochtar (2015):

$$F_k = 2,30 \times Y_t \times Y_s \times Y_n \times Y_D \quad [2.66]$$

dengan syarat:

- Spasi cerucuk yang digunakan : 3D sampai 8D
- Rasio tancap yang digunakan : $L/D = 5$ s.d. $L/D = 20$
Untuk nilai $L/D < 5$ maka digunakan persamaan $Y_t=0,02 (X_t)$. Sedangkan untuk nilai $L/D > 20$ maka digunakan nilai $Y_t \leq 1,45$.
- Rasio D/T yang digunakan : 0,099 s.d. 0,113
($Y_D=1$ jika $D/T = 0,1$)
($Y_{D \text{ min}}=1$; $Y_{D \text{ max}}=2$)

Dimana:

F_k = faktor koreksi gabungan

Y_t = persamaan pengaruh rasio tancap cerucuk

X_t = rasio tancap (L/D)

Y_D = persamaan pengaruh diameter cerucuk

X_D = rasio (D/T)

Y_s = persamaan pengaruh spasi/jarak antar cerucuk

X_s = spasi (S/D)

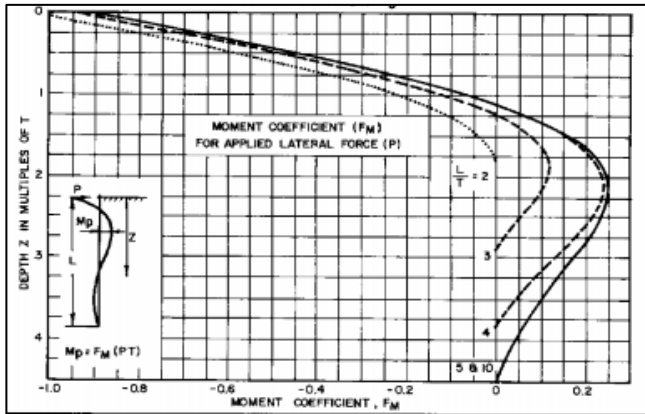
Y_n = persamaan pengaruh jumlah cerucuk

X_n = jumlah cerucuk

Tabel 2.9 Model Persamaan Cerucuk Untuk Masing-masing Variasi Perlakuan

Variable of model pile-soil interaction	obtained average of $\frac{P_{lab}}{P_{analitical}}$	Regression Formula obtained from Section 4
Ratio of Pile Insertion, $X_t = L/D$	1.965	$Y_t = 0.1(X_t) - 0.35;$ ($Y_t = 1.0$ when $L/D = 15$) (For $0 < L/D < 5$, $Y_t = 0.02 X_t$) ($Y_{tmax} = 1.45$)
	2.467	
	1.756	
Ratio of Pile Spacing, $X_s = S/D$	0.422	$Y_s = -0.057(X_s)^2 + 0.614(X_s) - 0.658;$ ($Y_s = 1.0$ when $S/D = 5$)
	2.216	
	2.467	
	4.336	
Number of Piles in Row = X_n	2.590	$Y_n = -0.047x_n + 1.051;$ ($Y_n = 1.0$ when $X_n = 1$)
Ratio of Pile Diameter, $X_D = D/T$	2.467	$Y_D = 46.616(X_D) - 3.582;$ ($Y_D = 1.0$ when $D/T = 0.1$) ($Y_{Dmin} = 1.0$; $Y_{Dmax} = 1.70$)
Average	2.30	

(Sumber: Rusdiansyah & Mochtar, 2015)



Gambar 2.14 Grafik untuk Mencari Harga F_M
(Sumber: Design Manual, NAVFAC DM-7, 1971)

Untuk menghitung banyaknya tiang atau cerucuk per meter, maka ditentukan gaya horizontal total yang terjadi pada bidang gelincir (P).

$$SF_{\text{yang diinginkan}} = \frac{\text{Momen Penahan } (M_R)}{\text{Momen Penggerak } (M_D)} \quad [2.67]$$

Di mana:

$SF_{\text{yang diinginkan}}$ = *Safety Factor* yang hendak dicapai

$M_R = \sum Cu_i \times L_i \times R_i = M_R \text{ dari tanah} + \Delta M_R \text{ dari cerucuk}$

Cu = Tegangan geser *undrained* tanah dasar

L = Panjang bidang gelincir

R = Jar-jari putar bidang gelincir

$M_R = M_R \text{ dari tanah} + \Delta M_R \text{ dari cerucuk}$

Di mana:

$M_R = SF_{\text{yang diinginkan}} \times M_D$

$M_R \text{ dari tanah} = SF_{\text{yang ada}} \times M_D$

Maka:

$(SF_{\text{yang diinginkan}} \times M_D) = (SF_{\text{yang ada}} \times M_D) + \Delta M_R \text{ dari cerucuk}$

$\Delta M_R \text{ dari cerucuk} = (SF_{\text{yang diinginkan}} - SF_{\text{yang ada}}) \times M_D$

Tambahan ΔM_R tersebut merupakan tambahan momen penahan yang ditimbulkan oleh adanya cerucuk, sehingga jumlah cerucuk yang dibutuhkan (n), adalah:

$$n \times P_{\max 1 \text{ cerucuk}} \times R = (SF_{\text{yang diinginkan}} - SF_{\text{yang ada}}) \times M_D$$

$$n = \frac{(SF_{\text{yang diinginkan}} - SF_{\text{yang ada}}) \times M_D}{P_{\max 1 \text{ cerucuk}} \times R} \quad [2.68]$$

2.6.4 Perkuatan tanah dengan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid*

Pada perkuatan tanah menggunakan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid*, *multiblocks* berfungsi sebagai dinding penahan dengan *geogrid* sebagai perkuatan. *Geogrid* berguna untuk mempermudahposisi *multiblocks* untuk dapat saling *interlock* menjadi suatu kesatuan sehingga tercipta stabilitas struktur. Perhitungan kebutuhan *geogrid* dapat menggunakan prinsip perhitungan *geotextile wall* dengan tambahan gaya penahan dari berat *multiblocks* itu sendiri. Contoh Pemasangan ditampilkan pada Gambar 2.15

Gambar 2.15 Contoh Pemasangan *Multiblocks* dan *Geogrid*



(Sumber: Brosur PT. Multibangun Rekatama Patria)

2.7 Peningkatan Daya Dukung Tanah

Sebagai akibat penimbunan bertahap menyebabkan terjadinya konsolidasi pada suatu lapisan tanah, maka lapisan yang bersangkutan menjadi lebih padat yang berarti kekuatan tanah juga meningkat sebagai akibat kenaikan harga C_u (undrained shear strength). Maka dari itu perlu dihitung adanya peningkatan daya

dukung tanah dimana umur timbunan tidak sama setiap pentahapannya.

Kenaikan daya dukung akibat beban timbunan bertahap sebesar ΔP , adalah :

Penimbunan dilakukan seperti pada Tabel 2.10 dengan asumsi kecepatan penimbunan ketinggian tertentu per minggu.

Tabel 2.10 Tahapan Penimbunan

Tinggi Timbunan	Waktu (minggu)									
	0,60 m	1,20 m	1,80 m	2,40 m	3,00 m	3,60 m	4,20 m	4,80 m	5,40 m	6,00 m
0,60 m	1 mg									
1,20 m	2 mg	1 mg								
1,80 m	3 mg	2 mg	1 mg							
2,40 m	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg						
3,00 m	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg					
3,60 m	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg				
4,20 m	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg			
4,80 m	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg		
5,40 m	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg	
6,00 m	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg

1. Menentukan tahapan penimbunan
2. Tegangan tanah mula-mula (tegangan *overburden*) = p'_o
3. Penambahan tegangan beban ΔP , apabila periode pemberian beban t_1 dan derajat konsolidasi = U_1 , maka :

$$\Delta P_{u1} = \left(\frac{\sigma'_{t1}}{p'_o} \right)^{u1} p'_o - p'_o \quad [2.69]$$

Contoh perhitungan ΔP_{ui} dapat dilihat pada Tabel 2.11

4. Harga C_u baru dari tanah pada saat $t = t_1$ adalah :

- a. Untuk harga *Plasticity Index* (PI) < 120%

$$C_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = [0,0737 + (0,1899 - 0,0016 \text{ PI})] \sigma'_{\text{baru}} \quad [2.70]$$

- b. Untuk harga *Plasticity Index* (PI) \geq 120%

$$C_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = [0,0737 + (0,0454 - 0,00004 \text{ PI})] \sigma'_{\text{baru}} \quad [2.71]$$

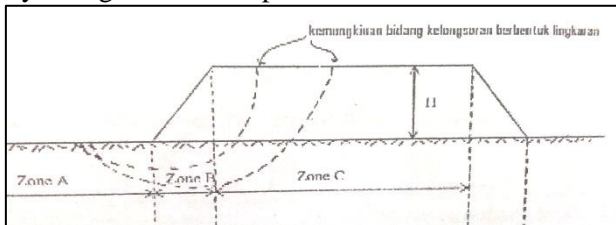
Tabel 2.11 Contoh Perhitungan Tegangan Vertikal efektif

Tahapan penimbunan tanah asli 0,0 m	Umur (minggu)	Derajat kejenuhan U_i	Δp_i pada U_i %
0 - 0,60 m	10	100 %	$p'_{o'}$
0,60 - 1,20 m	9	97,2 %	$\left(\frac{\sigma'_1}{p'_o}\right)^{0,972} p'_{o'} - p'_{o'}$
1,20 - 1,80 m	8	94,3 %	$\left(\frac{\sigma'_2}{p'_1}\right)^{0,960} \sigma'_1 - \sigma'_1$
1,80 - 2,40 m	7	91,9 %	$\left(\frac{\sigma'_3}{p'_2}\right)^{0,943} \sigma'_2 - \sigma'_2$
2,40 - 3,0 m	6	88,5 %	$\left(\frac{\sigma'_4}{p'_3}\right)^{0,919} \sigma'_3 - \sigma'_3$
3,0 - 3,6 m	5	83,7 %	$\left(\frac{\sigma'_5}{p'_4}\right)^{0,9885} \sigma'_4 - \sigma'_4$
3,6 - 4,20 m	4	76,7 %	$\left(\frac{\sigma'_6}{p'_5}\right)^{0,837} \sigma'_5 - \sigma'_5$
4,20 - 4,80 m	3	66,7 %	$\left(\frac{\sigma'_7}{p'_6}\right)^{0,767} \sigma'_6 - \sigma'_6$
4,80 - 5,40 m	2	66,7 %	$\left(\frac{\sigma'_8}{p'_7}\right)^{0,667} \sigma'_7 - \sigma'_7$
5,0 - 6,0 m	1	52,4 %	$\left(\frac{\sigma'_9}{p'_8}\right)^{0,542} \sigma'_8 - \sigma'_8$
Catatan : $\sigma'_{i+1} = \sigma'_i + \Delta p_i$			$\Sigma = \sigma'_{H=0, \text{dasar}}$
			10
			$= p'_{o'} + \Sigma \Delta p_{\text{isi}}$ $i = 1$

(Sumber: Mochtar, 2012)

2.8 Perhitungan Stabilitas Timbunan Setelah Pemampatan

Seperti telah disebutkan sebelumnya bahwa stabilitas timbunan dapat dihitung berdasarkan program Xstabl atau sejenisnya dengan asumsi seperti Gambar 2.16.



Gambar 2.16 Pembagian Zona Kekuatan Tanah

(Sumber: Mochtar, 2012)

Dimana:

Zona A = Tanah dalam kondisi masih asli, $Cu = Cu$ asli

Zona B = Zona transisi $Cu \text{ di } B = \frac{Cu_{di A} + Cu_{di c}}{2}$

Zona C = Tanah terkonsolidasi di bawah timbunan H, Cu baru dihitung seperti pada Sub bab 2.7.

2.9 Perencanaan *Abutment* Jembatan

2.9.1 Pembebanan *abutment* jembatan

Pembebanan dalam desain mengikuti RSNI T-02-2005 tentang Standar Pembebanan untuk Jembatan.

Beban dari pelat lantai jembatan diteruskan kepada *abutment* melalui perletakan. Beban vertikal maksimum pada perletakan dipadatkan dari analisa perhitungan pelat lantai jembatan. Dari perhitungan pembebanan tersebut dapat ditentukan jenis pondasi yang cocok untuk *abutment* dan juga tipe perletakan yang akan digunakan.

Beban horizontal pada *abutment* diakibatkan oleh beban angin, efek temperatur, rangkai (*creep*), beban pengereman lalu lintas dan pemasangan tembok pelindung jembatan (*parapet*). Beban sentrifugal juga dapat disebabkan apabila jari-jari lengkungan jalan pada jalan kurang dari 1000 meter. Beban longitudinal yang berasal dari efek temperatur pada pelat lantai akan bergantung pada jenis perletakan yang digunakan. Perletakan elastomer pada umumnya dipasang dengan merekatkan pelat lantai dan ujung *abutment* sehingga elastomer tersebut dapat berubah bentuk ketika pelat lantai berdeformasi. Gaya longitudinal yang dihasilkan oleh deformasi tersebut harus sesuai dengan kekakuan geser dari perletakan dan besarnya gerakan yang terjadi.

Pada sisi lain, geser yang terjadi pada perletakan akan menghasilkan beban longitudinal yang sebanding dengan reaksi beban mati dan koefisien friksi antara geser permukaan. Koefisien friksi (μ) nilainya bervariasi antara 0,01 sampai 0,08 tergantung tipe perletakan dan kuat tekan perletakan. (Childs, 1993).

Jenis beban yang akan diperhitungkan dalam pembebanan antara lain.

- a. Beban mati
- b. Beban hidup
 - Beban terbagi rata (BTR)
 - Beban Garis Terpusat (BGT)
 - Beban angin
 - Beban rem
 - Beban gempa

2.9.2 Kontrol stabilitas *abutment*

Stabilitas *abutment* dapat ditentukan dengan menganalisa:

- a. Longsor
- b. Kegagalan dari tanah dasar
- c. Kegagalan gelincir dari tanah di sekeliling *abutment*

Untuk menambah faktor keamanan disarankan agar *abutment* diurug setinggi elevasi perletakannya. Hal tersebut akan memberikan akses yang bagus pada konstruksi pelat jembatan (Childs, 1993).

Daya dukung tanah dasar yang diijinkan didapatkan dari survey penyelidikan tanah. Besarnya tekanan yang diijinkan bergantung pada dimensi pondasi dan beban yang bekerja pada *abutment* jembatan.

Beberapa penyebab kegagalan gelincir antara lain:

- a. *Abutment* dibangun pada tanah yang rawan longsor
- b. Struktur *abutment* berdiri diatas tanah lempung yang berat daya dukungnya berbanding lurus dengan kedalamannya
- c. Struktur *abutment* berdiri pada lapisan yang kuat namun dibawah lapisan kuat tersebut terdapat lapisan yang rapuh
- d. Struktur *abutment* didirikan pada lapisan yang memiliki tekanan tanah pori yang tinggi (dapat disebabkan keadaan alam atau sumber buatan)

Beberapa analisa untuk kontrol stabilitas *abutment* antara lain.

- a. Kontrol geser

Kontrol geser dapat dianalisa menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$F \leq \frac{f \cdot W}{\Sigma H}; F = 1,5 \quad [2.72]$$

Dimana:

f = koefisien gesek antara beton dengan tanah = 0,6

W = beban vertikal yang bekerja pada dinding yaitu berat sendiri abutment, berat tanah dan beban struktur bangunan beton

$W = W_{\text{total}} + R_D$

W_{total} = berat sendiri abutment dan berat tanah diatas abutment

R_D = beban struktur bangunan atas yang dipikul oleh abutment (reaksi di perletakan)

$$\Sigma H = E_{a1} + E_{a2} + E_{w1} + E_{w2} \quad [2.73]$$

b. Kontrol penurunan

c. Kontrol guling

Kontrol guling tidak perlu dilakukan apabila kontrol geser dan kontrol penurunan sudah memenuhi syarat. Untuk menganalisa kontrol guling kita harus menemukan satu titik acuan. Titik acuan dapat diambil dengan melihat bagian terluar dari pangkal *abutment*. Titik tersebut kemudian dinamakan sebagai titik pusat guling. Langkah selanjutnya adalah menghitung momen penahan dan momen guling. Kontrol guling lalu dihitung dengan menguraikan persamaan sebagai berikut.

$$\text{Syarat} = \frac{\Sigma \text{Momen penahan}}{\Sigma \text{Momen guling}} \geq 2,2 \quad [2.74]$$

2.10 Perumusan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang

Secara umum perumusan kapasitas daya dukung tiang pancang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{\text{ult}} = Q_s + Q_p \quad [2.75]$$

di mana:

Q_{ult} = Daya dukung *ultimate* pondasi tiang pancang

Q_s = Gesekan sepanjang keliling tiang pancang (*friction*).

Q_p = Daya dukung ujung tiang pancang (*end bearing capacity*)

Adapun metode yang dipakai untuk mendapatkan harga Q_{ult} dalam penulisan Tugas Akhir ini adalah berdasarkan data SPT (*Standard Penetration Test*) di lapangan.

2.10.1 Perencanaan daya dukung tiang pancang berdasarkan SPT lapangan

Data SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan daya dukung tiapng pancang dan harus dilakukan beberapa koreksi terhadap data tersebut. Koreksi-koreksi yang harus diperhitungkan adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

- Untuk tanah pasir halus, pasir belanau, dan pasir berlempung yang berada di bawah muka air tanah dengan harga $N > 15$, maka harga N dikoreksi dengan menggunakan persamaan berikut dan diambil harga yang terkecil:

$$a. N_1 = 15 + \frac{1}{2} (N - 15) \quad (\text{Terzaghi \& Peck, 1960}) \quad [2.76]$$

$$b. N_1 = 0,6 N \quad (\text{Bazaraa, 1967}) \quad [2.77]$$

- Untuk jenis tanah lempung, lanau, pasir kasar dengan harga $N \leq 15$ tidak perlu dilakukan koreksi sehingga $N_1 = N$.

Catatan: Untuk jenis tanah di luar pasir tersebut di atas, koreksi ini tidak diperlukan.

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Hasil dari koreksi terhadap muka air tanah (N_1) dikoreksi terhadap pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah, di mana harga N tersebut didapatkan (tekanan vertikal efektif = tekanan *overburden*).

Menurut Bazaraa (1967), koreksi terhadap tekanan *overburden* dapat dilakukan dengan persamaan berikut:

- Bila $\sigma_o \leq 7,5 \text{ ton/m}^2$, maka:

$$N_2 = \frac{4xN_t}{1+0,4 x \sigma_o} \quad [2.78]$$

- Bila $\sigma_o > 7,5 \text{ ton/m}^2$, maka:

$$N_2 = \frac{4xN_t}{3,25+0,1 x \sigma_o} \quad [2.79]$$

di mana:

σ_o = tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan tanah atau kedalaman yang ditinjau, dalam satuan ton/m^2 .

$$= \sum \gamma_i' x h_i$$

Harga N2 yang didapat nilainya harus kurang dari atau sama dengan dua kali harga N1 ($N_2 \leq 2N_1$).

Untuk menghitung end-bearing capacity dilakukan perhitungan sebagai berikut:

$$P_{ujung} = Cn_{ujung} \times A_{ujung} \text{ (ton)} \quad [2.80]$$

di mana:

$$Cn_{ujung} = 40 \times N, \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

N = harga rata-rata N_2 dari 4.D di bawah ujung tiang pancang sampai dengan 8.D di atas ujung tiang pancang.

$$A_{ujung} = \text{luas ujung tiang pancang, (m}^2\text{)}$$

Untuk menghitung *friction* sepanjang tiang pancang dilakukan perhitungan sebagai berikut:

$$\sum Ps_i = Cl_i \times AS_i \quad [2.81]$$

di mana:

$Cl_i = fs_i$ = hambatan geser selimut tang pada setiap lapisan atau kedalaman.

= $N_i / 2$ (ton/m²), untuk tanah lempung atau lanau.

= $N_i / 5$ (ton.m²), untuk tanah pasir.

AS_i = luas selimut tiang pada setiap lapisan i.

= $O_i \times h_i$

O_i = keliling tiang pancang.

Sehingga:

$$P_{ult \ 1 \ tiang} = P_{ujung} + \sum RS_i$$

$$P_{ijin} = \frac{P_{ult \ 1 \ tiang}}{SF} \quad [2.82]$$

Harga SF = 2 untuk beban sementara, dan SF = 3 untuk beban tetap.

2.10.2 Kapasitas daya dukung kelompok tiang pancang

Jika daya dukung ultimate kelompok tiang pancang kategori end bearing piles, maka daya dukung kelompok tiang pancang dapat dianggap sebagai daya dukung sebuah tiang dikalikan dengan jumlah tiang pancang. Tetap jika termasuk kategori friction piles, maka terdapat faktor reduksi pada daya dukung tiang pancang.

Faktor reduksi tersebut dapat ditentukan dengan memilih nilai terbesar dari 3 persamaan rumus berikut :

1. Converse-Labarre (Poulus dan Davis, 1980), yaitu:

$$C = 1 - \arctg \frac{D}{S} \times \left[\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right] \quad [2.83]$$

2. Los Angeles Group, yaitu :

$$C = 1 - \frac{D}{\pi S} \times \left[\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n + (m-1)(n-1)\sqrt{2}}{m \times n} \right] \quad [2.84]$$

3. Seilwe-Keeney, yaitu :

$$C = \left[1 - \frac{36 s}{(75s^2 - 7)} \frac{(m+n-2)}{(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{(m+n)} \quad [2.85]$$

di mana:

C = faktor reduksi

D = diameter tiang pancang

S = jarak antara pusat tiang pancang

m = jumlah baris dalam kelompok tiang pancang

n = jumlah tiang pancang dalam satu baris

2.10.3 Ketahanan pondasi tiang pancang terhadap gaya lateral

Perumusan yang dipakai dalam perhitungan gaya lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang pancang dalam tugas akhir ini diambil dari NAVFAC DM-7 (1971). Menurut NAVFAC DM-7 tersebut, gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dibedakan atas 3 (tiga) kondisi, yaitu:

1. Tiang pancang yang poernya fleksibel atau tiang pancang yang terjepit ujungnya (Gambar 2.18). Kondisi ini disebut sebagai kondisi I.
2. Tiang pancang dengan poer kaku menempel di atas permukaan tanah (Gambar 2.19). Kondisi ini disebut sebagai kondisi II.
3. Tiang pancang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian (Gambar 2.20). Kondisi ini disebut sebagai kondisi III.

Prosedur perhitungan untuk masing-masing kondisi adalah sebagai berikut:

- **Kondisi I:**

1. Menghitung faktor kekakuan relative (*relative stiffness factor*).

$$T = \left(\frac{E x I}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \quad [2.86]$$

di mana:

- E = modulus elastisitas tiang (cerucuk), Kg/cm²
- I = momen inersia tiang (cerucuk), cm⁴
- f = koefisien dari variasi modulus tanah, kg/cm³
- T = dalam cm

2. Menghitung defleksi, momen dan gaya geser pada kedalaman yang ditinjau dari rumus yang terdapat pada Gambar 2.18

- **Kondisi II:**

1. Sama dengan langkah 1 kondisi I.
2. Menentukan koefisien defleksi (F_δ) dan koefisien (F_M) berdasarkan Gambar 2.19
3. Menghitung defleksi dan besarnya momen berdasarkan rumus yang terdapat pada Gambar 2.19
4. Gaya geser maksimum dianggap terjadi pada ujung atas tiang pancang, yang besarnya untuk 1 tiang pancang adalah:

$$P = \frac{PT}{n} \quad [2.87]$$

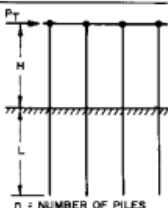

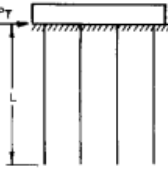

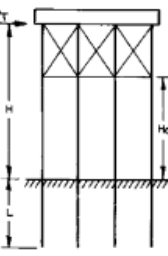

di mana:

- P = besar gaya geser 1 tiang pancang
- PT = besar gaya geser total yang bekerja
- n = jumlah tiang pancang

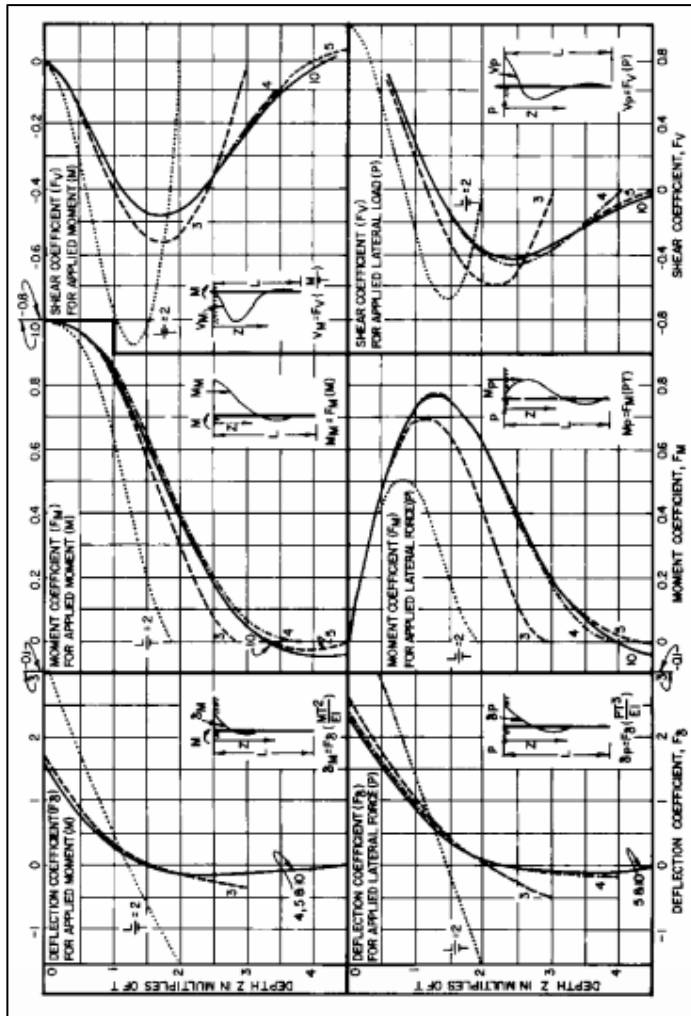
- **Kondisi III:**

1. Menganggap pada titik A terjadi jepitan dan momen M_1 seperti pada Gambar 2.20
2. Menghitung sudut θ_2 di atas tanah.
3. Menghitung sudut θ_1 dari koefisien sudut (F_θ) dari rumus yang terdapat pada Gambar 2.20

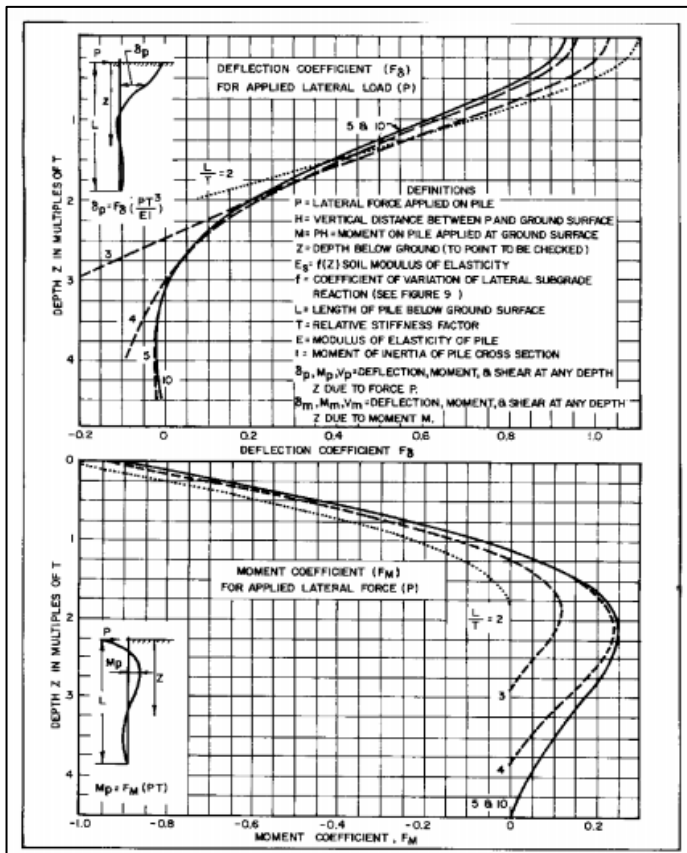
4. Dengan persamaan $\theta_1 = \theta_2$, diperoleh nilai momen.
5. Setelah mendapatkan nilai M dan P_1 , menghitung besarnya defleksi, gaya geser dan momen seperti pada Kondisi I.

CASE I. FLEXIBLE CAP, ELEVATED POSITION		
CONDITION	LOAD AT GROUND LINE	DESIGN PROCEDURE
 <p>n = NUMBER OF PILES</p>	<p>FOR EACH PILE:</p> $P = \frac{P_T}{n}$ $M = PH$  <p>DEFLECTED POSITION</p>	<p>FOR DEFINITION OF PARAMETERS SEE FIGURE 12</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. COMPUTE RELATIVE STIFFNESS FACTOR. $T = \left(\frac{EI}{\gamma} \right)^{1/5}$ 2. SELECT CURVE FOR PROPER $\frac{L}{T}$ IN FIGURE 11. 3. OBTAIN COEFFICIENTS F_δ, F_M, F_V AT DEPTHS DESIRED. 4. COMPUTE DEFLECTION, MOMENT AND SHEAR AT DESIRED DEPTHS USING FORMULAS OF FIGURE 11. <p>NOTE: "t" VALUES FROM FIGURE 9 AND CONVERT TO LB/IN³.</p>
CASE II. PILES WITH RIGID CAP AT GROUND SURFACE		
		<ol style="list-style-type: none"> 1. PROCEED AS IN STEP 1, CASE I. 2. COMPUTE DEFLECTION AND MOMENT AT DESIRED DEPTHS USING COEFFICIENTS F_δ, F_M AND FORMULAS OF FIGURE 12. 3. MAXIMUM SHEAR OCCURS AT TOP OF PILE AND EQUALS $P = \frac{P_T}{n}$ IN EACH PILE.
CASE III. RIGID CAP, ELEVATED POSITION		
	<p>DEFLECTED POSITION</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 1. ASSUME A HINGE AT POINT A WITH A BALANCING MOMENT M APPLIED AT POINT A. 2. COMPUTE SLOPE θ_2 ABOVE GROUND AS A FUNCTION OF M FROM CHARACTERISTICS OF SUPERSTRUCTURE. 3. COMPUTE SLOPE θ_1 FROM SLOPE COEFFICIENTS OF FIGURE 13 AS FOLLOWS: $\theta_1 = F_\theta \left(\frac{P+2}{EI} \right) + F_\theta \left(\frac{MT}{EI} \right)$ 4. EQUATE $\theta_1 = \theta_2$ AND SOLVE FOR VALUE OF M. 5. KNOWING VALUES OF P AND M, SOLVE FOR DEFLECTION, SHEAR, AND MOMENT AS IN CASE I. <p>NOTE: IF GROUND SURFACE AT PILE LOCATION IS INCLINED, LOAD P TAKEN BY EACH PILE IS PROPORTIONAL TO $1/H_0^3$.</p>

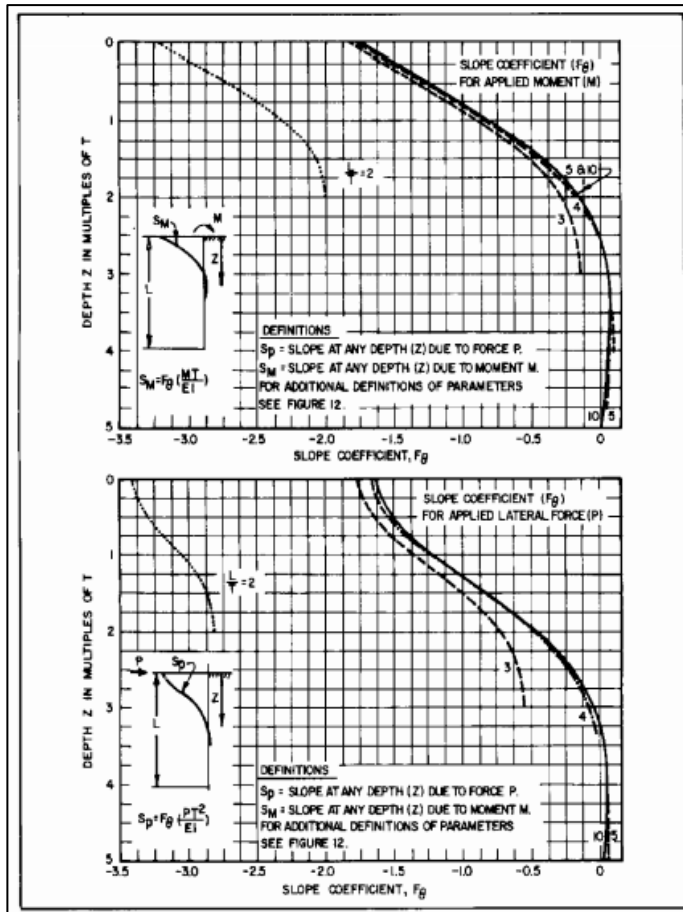
Gambar 2.17 Prosedur Desain untuk Masing-masing Kondisi
(Sumber : *Design Manual, NAVFAC DM-7, 1971*)



Gambar 2.18 Koefisien-koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi I
(Sumber: NAVFAC DM-7, 1971)



Gambar 2.19 Koefisien-koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi II
(Sumber: NAVFAC DM-7, 1971)



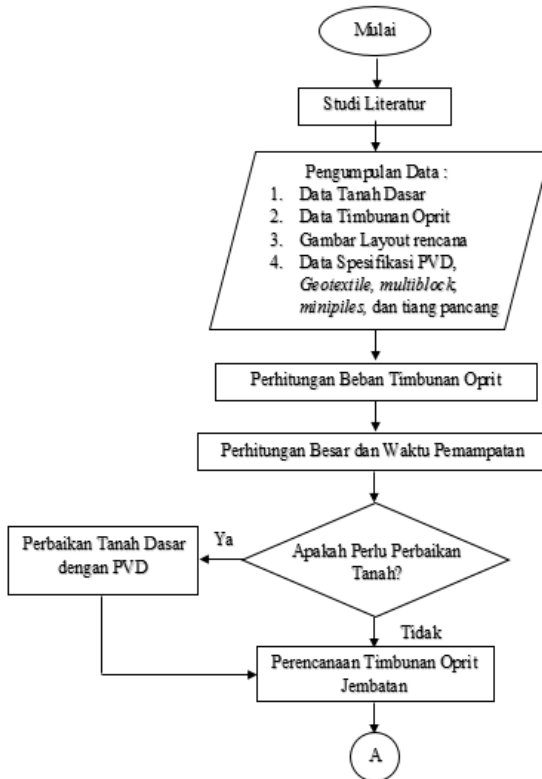
Gambar 2.20 Koefisien-koefisien untuk Tiang Pancang yang Menerima Beban Lateral pada Kondisi III
 (Sumber: NAVFAC DM-7, 1971)

Halaman ini sengaja dikosongkan

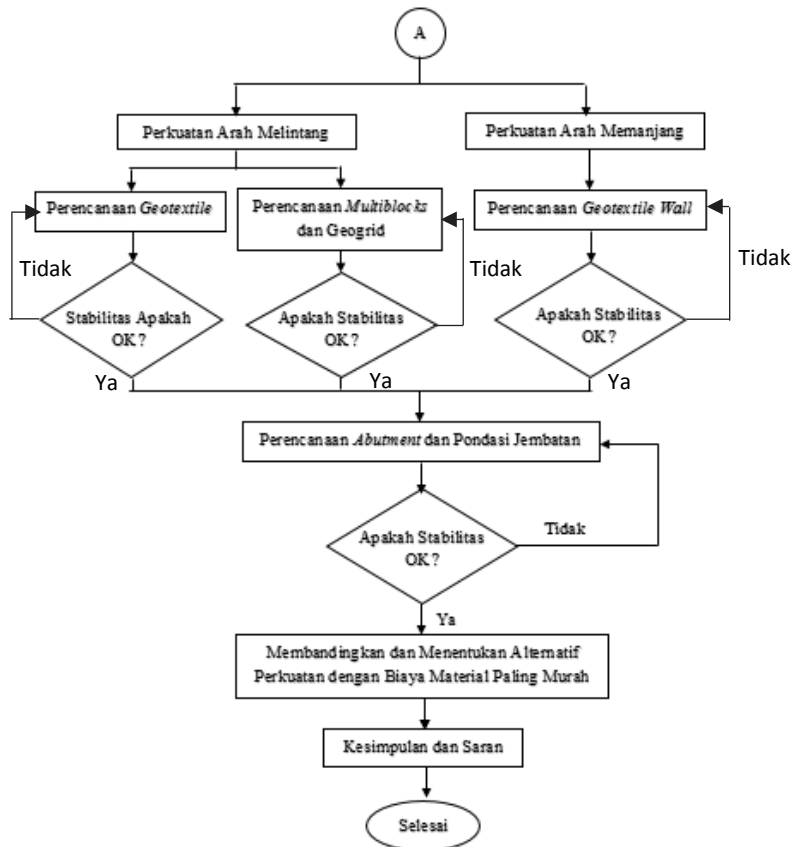
BAB III METODOLOGI

3.1 Bagan Alir

Gambar 3.1 berikut ini adalah diagram alir pada penulisan Tugas Akhir “Perencanaan Ulang Timbunan Oprit dan *Abutment* Jembatan Plasma Batu Tugu – Plasma Tanjung Kurung, Palembang (yang mengalami keruntuhan sebelumnya pada saat pelaksanaan)”



Gambar 3.1 Diagram Alir Tugas Akhir



Gambar 3.1 (Lanjutan) Diagram Alir Tugas Akhir

3.2 Studi Literatur

Studi Literatur pada tugas akhir diperlukan sebagai penunjang dan pengetahuan dasar sebelum pengerjaan tugas akhir. Dalam proses ini, penulis dapat mengetahui berbagai macam dasar teori yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir. Studi literatur didapatkan dari berbagai sumber seperti buku diktat kuliah, jurnal, peraturan-peraturan terkait, internet, serta buku penunjang lainnya

yang berhubungan dengan masalah yang dibahas dalam tugas akhir. Adapun bahan teori yang nantinya digunakan adalah sebagai berikut:

1. Teori pemampatan / *settlement*
2. Teori waktu konsolidasi
3. Teori perbaikan tanah dengan PVD
4. Perkuatan timbunan dengan *geotextile*
5. Perkuatan Timbunan dengan *Multiblocks* dan *geogrid*.
6. Teori tentang *Geotextile Wall* sebagai dinding penahan tanah
7. Teori tentang cerucuk
8. Teori pondasi dalam

3.3 Pengumpulan dan Analisa Data

Data-data yang dipakai dalam perencanaan ini adalah data sekunder yang didapat dari instansi terkait atau hasil *survey* dari pihak lain. Data tersebut meliputi:

1. Data tanah dasar
2. Data timbunan dan oprit
3. Gambar *layout* rencana
4. Data spesifikasi PVD
5. Data spesifikasi *geotextile*
6. Data spesifikasi *multiblocks* dan *geogrid*
7. Data detail jembatan beton *girder* bentang 30 meter.
8. Data spesifikasi *minipiles* dan tiang pancang.

3.4 Perhitungan Beban

Menghitung beban yang terjadi pada timbunan oprit rencana, baik yang berasal dari tanah timbunan sendiri maupun beban lalu lintas dan diterjemahkan menjadi distribusi tegangan pada tanah asli.

3.5 Menghitung Pemampatan Tanah yang Terjadi

Dengan data sekunder dari analisa tanah pada lapangan serta perhitungan, diperoleh besar dan waktu pemampatan dari tanah dasar yang terjadi.

3.6 Merencanakan Jenis Perbaikan Tanah Dasar

Apabila pemampatan yang terjadi cukup besar dan waktu yang dibutuhkan untuk memampat cukup lama, maka dibutuhkan perencanaan perbaikan tanah dasar. Perencanaan perbaikan tanah dasar yang digunakan adalah *Prefabricated Vertical Drain* (PVD). Namun apabila pemampatan yang terjadi relatif kecil dan waktu yang dibutuhkan untuk memampat tidak lama, maka langkah ini dapat diabaikan.

3.7 Merencanakan Timbunan Oprit Jembatan

Perencanaan timbunan oprit jembatan adalah merencanakan perkuatan yang terdiri dari dua alternatif perkuatan, yaitu *geotextile* atau kombinasi *multiblocks* dan *geogid*. Kedua alternatif tersebut harus memenuhi kemampuan stabilitas melintang. Untuk perkuatan timbunan oprit arah memanjang direncanakan menggunakan perkuatan dengan *geotextile wall* sebagai fungsi dinding penahan. Timbunan oprit di belakang *abutment* dibedakan menjadi beberapa zona berdasarkan ketinggian timbunan yang nantinya akan menentukan jenis perkuatannya.

Penentuan jenis perkuatan yang digunakan didasarkan pada besarnya biaya material yang dibutuhkan.

3.8 Merencanakan *Abutment* dan Pondasi

Perencanaan pondasi jembatan dilakukan atas pertimbangan adanya beban yang terjadi secara langsung terhadap pondasi. Perencanaan ini harus memenuhi ketahanan terhadap geser, guling, dan amblas.

Penentuan dimensi *abutment* didasarkan pada dimensi *abutment* yang memenuhi ketahanan geser, guling, dan amblas seefisien mungkin yang dilihat dari besarnya biaya material yang dibutuhkan.

3.9 Kesimpulan dan Saran

Pada kesimpulan dipaparkan rencana perkuatan timbunan, oprit, beserta pondasi jembatan yang dipakai, beserta alasan pertimbangan pemilihan.

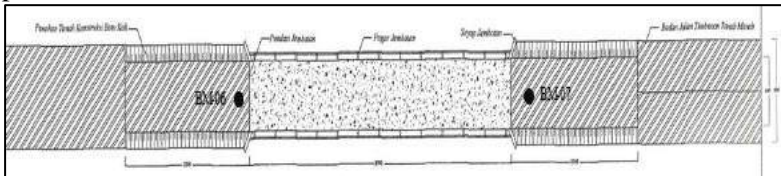
Pada saran dituliskan saran dan harapan atas perencanaan timbunan oprit dan abutmen jembatan plasma batu tugu – plasma tanjung kurung, Palembang ini supaya tidak terjadi lagi keruntuhan yang sama seperti sebelumnya maupun perencanaan lain yang sejenis, demi peningkatan kualitas perencanaan selanjutnya.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV DATA DAN ANALISA

4.1 Data Tanah

Data tanah yang digunakan dalam Tugas Akhir ini adalah data SPT dan data laboratorium hasil penyelidikan tanah Proyek Pembangunan Jembatan Plasma Batu Tugu – Plasma Tanjung Kurung, Palembang yang dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Sriwijaya tahun 2008. Data SPT yang tersedia berjumlah dua data pengeboran yang berada pada sisi sebelum sungai dan sisi setelah sungai yaitu BM-06 dan BM-07 (Gambar 4.1). Data dianalisa dengan membandingkan jenis tanah dan analisa SPT untuk mendapatkan kedalaman tanah mampu mampat ($N_{SPT} \leq 10$). Hubungan N-SPT dengan kedalaman untuk menentukan tebal lapisan tanah yang terkonsolidasi dapat dilihat pada Gambar 4.2.

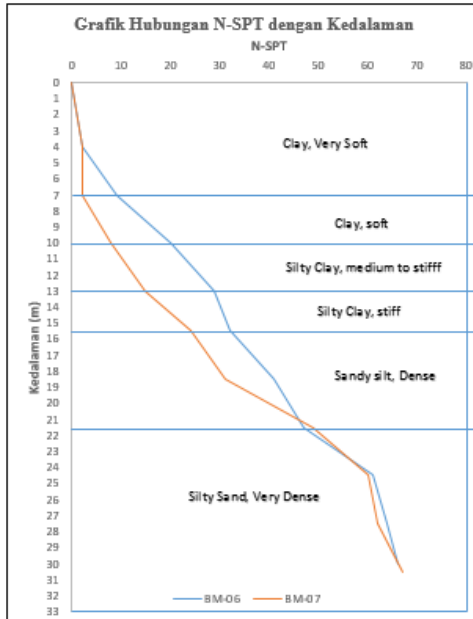


Gambar 4.1 *Layout* Lokasi Titik Bor
(Sumber: PT. Golden Blossom Sumatera)

4.2 Analisa Parameter Tanah

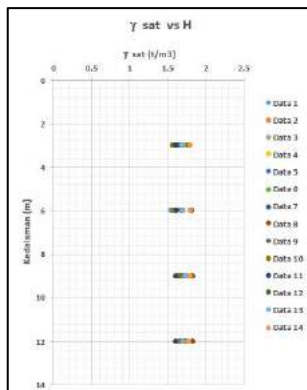
Akibat terbatasnya data parameter tanah yang dimiliki, maka perlu dicari data parameter tanah lain dengan jenis tanah dan nilai N-SPT yang hampir sama tiap kedalamannya. Data parameter tanah yang digunakan dalam Tugas Akhir ini diperoleh dari hasil penyelidikan tanah di lokasi (BM-06 dan BM-07) yang digabungkan dengan 14 data tanah lain yang memiliki nilai N-SPT dan jenis tanah yang hampir sama. Selanjutnya nilai parameter tanah dibagi menjadi layer per kedalaman 3 m berdasarkan konsistensi tanah. Penentuan nilai parameter tanah dari gabungan data tanah sejenis menggunakan metode statistik dengan selang kepercayaan 90%.

Berdasarkan Gambar 4.2 didapatkan bahwa tanah mampu mampat berada sampai pada tanah kedalaman 10 meter dengan N-SPT 10 .

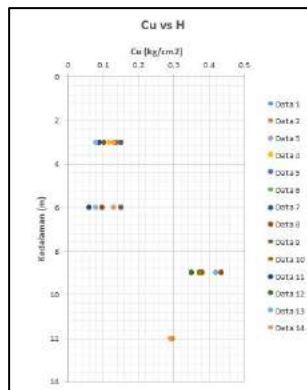


Gambar 4.2 Hubungan N-SPT dan Kedalaman
(Sumber: Hasil analisa)

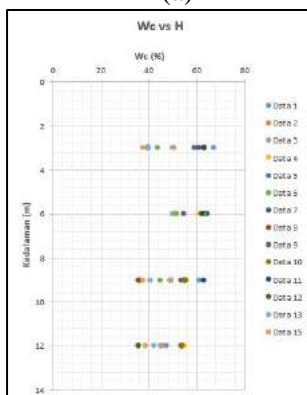
Sebaran data parameter tanah setiap kedalamannya dapat dilihat pada Gambar 4.3. Hasil statistika dapat dilihat pada Lampiran 1 dan hasil analisa parameter tanah dasar dapat dilihat pada Tabel 4.1.



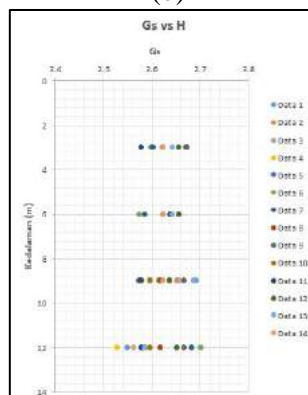
(a)



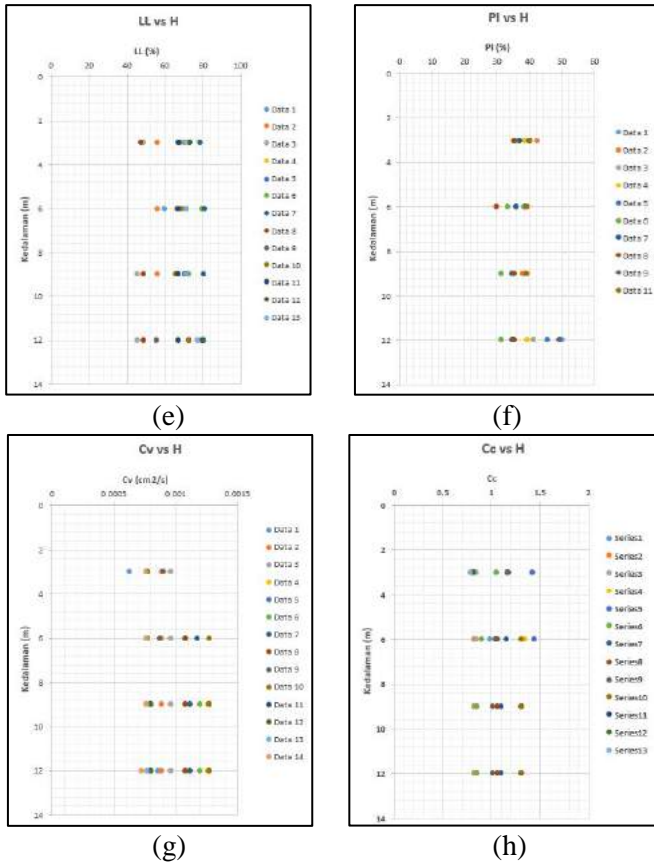
(b)



(c)



(d)



Gambar 4.3 Grafik Parameter Tanah Menurut Kedalaman (a) Berat Jenis Tanah Jenuh, (b) Kuat Geser Tanah, (c) Kadar Air, (d) *Specific Gravity*, (e) *Liquid Limit*, (f) Indeks Plastisitas, (g) Koefisien Konsolidasi, (h) Indeks Kompresi.
(Sumber: Hasil Analisa)

Tabel 4.1 Parameter Dasar Tanah

Kedalaman (m)	Deskripsi	N-SPT	ϕ	Cu	γ_{sat}	Wc	Gs	LL	PI	Cv	Cc
			°	kg/cm ²	t/m ³	%		%	%	(cm ² /s)	
0-3	clay, very soft	2	3	0.108	1.637	56.93	2.614	70.83	37.28	0.000741	1.177
3-6		2	3	0.104	1.630	60.90	2.617	72.66	34.55	0.000880	1.193
6-9	clay, soft	5	3	0.371	1.676	52.82	2.612	69.80	34.94	0.000929	1.171
9-10	silty clay, medium	10	15	0.292	1.678	49.25	2.586	73.06	38.06	0.000918	1.171

(Sumber: Hasil Analisa)

Nilai angka pori (e) ditentukan dengan menggunakan rumus $\gamma_{sat} = \frac{G_s \cdot \gamma_w (W_c + 1)}{1 + e}$. Berikut adalah contoh perhitungan e pada kedalaman 0-3 m:

$$1.637 = \frac{2.614 \times 1 (0.5693 + 1)}{1 + e}$$

$$e = 1.507 \text{ gr/cm}^3$$

sehingga,

$$\gamma' = 0.5554 \text{ gr/cm}^3$$

Nilai indeks mengembang (Cs) diambil 1/10 dari indeks kompresi (Cc). Berikut adalah contoh perhitungan Cs pada kedalaman 0-3 m:

$$Cs = \frac{1}{10} \times 1.177$$

$$= 0.118$$

Hasil perhitungan parameter e dan Cs ditampilkan pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Hasil Perhitungan Parameter e dan Cs

Kedalaman (m)	γ_{sat}	Wc	Gs	Cc	Cs	e
	t/m ³	%				
0-3	1.637	56.93	2.614	1.177	0.118	1.507
3-6	1.630	60.90	2.617	1.193	0.119	1.583
6-9	1.676	52.82	2.612	1.171	0.117	1.382
9-10	1.678	49.25	2.586	1.171	0.117	1.300

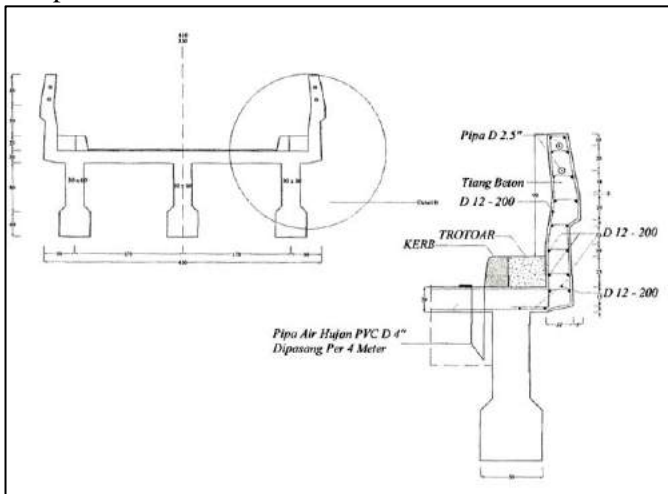
(Sumber: Hasil Perhitungan)

4.3 Data Timbunan Oprit

- Tinggi timbunan oprit : 6 meter dan 5.3 meter
- Kemiringan (*slope*) melintang : 1: 2
- Kemiringan (*slope*) memanjang : 3% dan 0%
- Lebar badan jalan rencana : 6 m
- \emptyset : 30^0
- γ timbunan : $1,80 \text{ t/m}^3$
- γ sat timbunan : $1,80 \text{ t/m}^3$
- Fluktuasi muka air banjir : 4.4 meter

4.4 Data Jembatan

Jembatan direncanakan menggunakan girder seperti pada perencanaan sebelumnya dengan bentang 30 meter dengan bentuk girder seperti Gambar 4.4.



Gambar 4.4 Potongan Melintang Girder Jembatan dan Detail

4.5 Data Tiang Pancang

Tiang Pancang direncanakan menggunakan tiang pancang (spun piles) produksi WIKA BETON. Diameter spun piles yang

dihitung yakni diameter 30 cm dan 40 cm. Spesifikasi selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran 2.

4.6 Data Geotextile

Geotextile digunakan pada alternatif timbunan oprit trapesium dan sebagai dinding penahan tanah timbunan arah memanjang jembatan. *Geotextile* direncanakan menggunakan spesifikasi Unggul-Tex UW 250 dengan tensile strength 52 KN/m produksi PT. Teknindo Geosistem Unggul. Spesifikasi selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran 2.

4.7 Data Micropile

Micropile direncanakan menggunakan *micropile* ATA BETON. Spesifikasi *micropile* yang digunakan adalah *micropile* segi empat dengan dimensi 20x20 cm. Spesifikasi selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran 2.

4.8 Data Vertical Drain

Vertical drain yang digunakan adalah *Prefabricated Vertical Drain* merk CeTeau Drain CT-D812 produksi PT. Teknindo Geosistem Unggul dengan spesifikasi sebagai berikut:

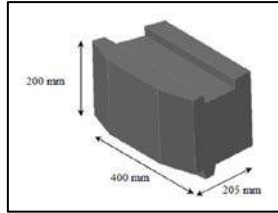
- Weight = 70 g/m
- Thickness (a) = 100 mm
- Width (b) = 3 mm

Spesifikasi selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran 2.

4.9 Data Multiblocks

Multiblocks yang digunakan adalah *modular concrete block* dengan dimensi sebagai berikut:

- Panjang = 400 mm
- Lebar = 205 mm
- Tinggi = 200 mm



Gambar 4.5 Dimensi *Modular Concrete Block*
Spesifikasi selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran 2.

4.10 Data *Geogrid*

Geogrid digunakan sebagai alternatif timbunan oprit tegak yang dikombinasikan dengan penggunaan *multiblocks*. *Geogrid* yang digunakan adalah *Uniaxial Geogrid* produksi PT. Multibngun Rekatama Patria tipe RE580 dengan *Tensile Strength* 59.17 kN/m. Spesifikasi selengkapnya dapat dilihat pada Lampiran 2.

BAB V

PERENCANAAN DAN PEMILIHAN ALTERNATIF

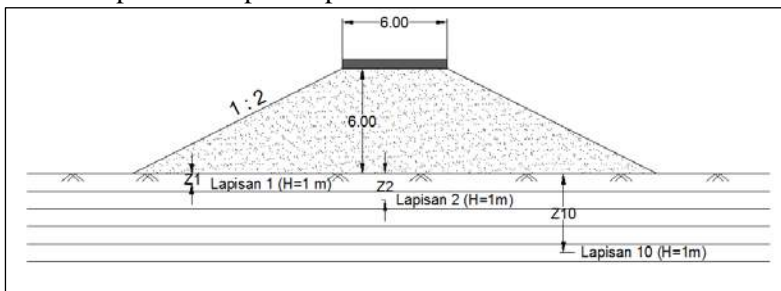
5.1 Perhitungan Besar Pemampatan (S_c) dan Tinggi Timbunan Awal ($H_{initial}$)

5.1.1 Alternatif 1 (timbunan miring)

Suatu lapisan tanah dianggap mudah memampat apabila lapisan tanah tersebut berupa tanah lempung atau lanau dengan rentang konsistensi sangat lunak sampai dengan menengah (*very soft to medium stiff soil*).

Timbunan oprit direncanakan untuk sebelum dan sesudah sungai memiliki ketinggian yang sama. Dari profil lapisan tanah dasar yang ditunjukkan pada Bab IV, dapat diketahui kedalaman tanah asli yang direncanakan untuk sebelum dan sesudah sungai adalah 10 meter yang merupakan lapisan *medium stiff* dengan SPT = 10. Maka, perhitungan besar *settlement* harus ditinjau sampai kedalaman 10 meter (*compressible soil*).

Tanah dasar dibagi dalam lapisan-lapisan dengan ketebalan $H=1$ m seperti ditampilkan pada Gambar 5.1



Gambar 5.1 Pembagian Lapisan Tanah Dasar Setiap 1m

Untuk mendapatkan nilai $H_{initial}$ dilakukan perhitungan pemampatan konsolidasi akibat variasi pemberian beban timbunan (q), beban merata *pavement* jalan, dan beban *traffic*. Variasi beban timbunan yang diberikan yaitu:

$$h \text{ timbunan} = 3 \text{ m} \rightarrow q = 3 \times \gamma_{\text{timb}} = 5.4 \text{ t/m}$$

$$h \text{ timbunan} = 5 \text{ m} \rightarrow q = 5 \times \gamma_{\text{timb}} = 9 \text{ t/m}^2$$

$$h \text{ timbunan} = 7 \text{ m} \rightarrow q = 7 \times \gamma_{\text{timb}} = 12.6 \text{ t/m}^2$$

$$h \text{ timbunan} = 9 \text{ m} \rightarrow q = 9 \times \gamma_{\text{timb}} = 16.2 \text{ t/m}^2$$

$$h \text{ timbunan} = 11 \text{ m} \rightarrow q = 11 \times \gamma_{\text{timb}} = 19.8 \text{ t/m}^2$$

$$h \text{ timbunan} = 13 \text{ m} \rightarrow q = 13 \times \gamma_{\text{timb}} = 23.4 \text{ t/m}^2$$

$$h \text{ timbunan} = 15 \text{ m} \rightarrow q = 15 \times \gamma_{\text{timb}} = 27 \text{ t/m}^2$$

$$h \text{ timbunan} = 17 \text{ m} \rightarrow q = 17 \times \gamma_{\text{timb}} = 30.6 \text{ t/m}^2$$

$$h \text{ timbunan} = 19 \text{ m} \rightarrow q = 19 \times \gamma_{\text{timb}} = 34.2 \text{ t/m}^2$$

Beban-beban tersebut didistribusikan ke kedalaman tanah yang ditinjau (z) sebagai beban merata trapesium. Sedangkan untuk beban merata *pavement* jalan direncanakan tebal *pavement* 0.45 m dengan berat jenis aspal 2.2 t/m³, sehingga didapatkan q sebesar 0.99 t/m². Beban *pavement* tersebut akan disitribusikan sebagai beban merata persegi pada kedalaman (z). Untuk beban *traffic* menggunakan asumsi bahwa q *traffic* berkorelasi dengan tinggi timbunan yang direncanakan (Japan Road Association, 1986)

Lalu dihitung tegangan *overburden* efektif (σ'_o) dan distribusi tegangan akibat q total ($\Delta\sigma'$). Berikut adalah contoh perhitungan tegangan *overburden* efektif (σ'_o) akibat timbunan:

Pada lapisan 1:

$$H = 1 \text{ m}$$

$$Z = 0.5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} (\sigma'_o) &= \gamma' \times Z \\ &= (0,637 \text{ t/m}^3) \times 0,5 \text{ m} \\ &= 0,318 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan σ'_o seluruhnya ditampilkan pada Lampiran 2.

Besar tegangan akibat beban timbunan ($\Delta\sigma'$) ditentukan dengan Persamaan 2.11. Berikut adalah contoh perhitungan tegangan akibat beban timbunan ($\Delta\sigma'$) dengan $q = 5,4 \text{ t/m}^2$:

Pada lapisan 1:

$$\begin{aligned}
Z &= 0,5 \text{ m} \\
B1 &= \frac{\text{lebar jalan rencana}}{2} \\
&= \frac{6 \text{ m}}{2} \\
&= 3 \text{ m} \\
B2 &= 2 \times H \text{ total} \\
&= 2 \times 3 \text{ m} \\
&= 6 \text{ m} \\
\alpha 1 &= \tan^{-1} \left(\frac{B1+B2}{Z} \right) - \tan^{-1} x \left(\frac{B1}{Z} \right) \text{ (radian)} \\
&= \tan^{-1} \left(\frac{3+6}{0,5} \right) - \tan^{-1} x \left(\frac{3}{0,5} \right) \text{ (radian)} \\
&= 6,282^\circ \\
\alpha 2 &= \tan^{-1} x \left(\frac{B1}{Z} \right) \text{ (radian)} \\
&= \tan^{-1} x \left(\frac{3}{0,5} \right) \text{ (radian)} \\
&= 80,538^\circ \\
q_0 &= 5,4 \text{ t/m}^2 \\
\Delta \sigma' &= \frac{q_0}{\pi} x \left[\left(\frac{B1+B2}{B2} \right) x (\alpha 1 + \alpha 2) - \left(\frac{B1}{B2} x \alpha 2 \right) \right] \\
&= \frac{5,4}{\pi} x \left[\left(\frac{3+6}{6} \right) x (6,282 + 80,538) - \left(\frac{3}{6} x 80,538 \right) \right] \\
&= 2,699 \text{ t/m}^2 \\
2\Delta \sigma' &= 2 \times 2,699 \text{ t/m}^2 \\
&= 5,398 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Hasil perhitungan $\Delta \sigma'$ untuk seluruh lapisan ditampilkan pada Lampiran 2.

Kemudian dilakukan perhitungan *settlement* yang terjadi akibat setiap q yang ditentukan. Perumusan yang digunakan adalah Persamaan 2.8 atau Persamaan 2.9. Berikut adalah contoh perhitungan *settlement* tanah dasar akibat beban timbunan sebesar $q = 5,4 \text{ t/m}^2$:

Pada lapisan 1:

$$\begin{aligned}
H_i &= 1 \text{ m} \\
C_c &= 1,177 \\
C_s &= 0,118 \\
e_0 &= 1,507
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma'_o &= 0,318 \text{ t/m}^2 \\
\Delta\sigma' &= 5,398 \text{ t/m}^2 \\
\sigma'_o + \Delta\sigma' &= 0,318 \text{ t/m}^2 + 5,398 \text{ t/m}^2 \\
&= 5,716 \text{ t/m}^2 \\
P \text{ fluktuasi} &= 4,4 \text{ t/m}^2 \\
\sigma_c' &= \sigma'_o + P \text{ fluktuasi} \\
&= 0,318 \text{ t/m}^2 + 4,4 \text{ t/m}^2 \\
&= 4,718 \text{ t/m}^2 \\
OCR &= \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \\
&= \frac{4,718 \text{ t/m}^2}{0,318 \text{ t/m}^2} \\
&= 14,823 > 1 \rightarrow OC
\end{aligned}$$

$\sigma'_o + \Delta\sigma' > \sigma_c' \rightarrow$ menggunakan Persamaan 2.9. Sehingga:

$$\begin{aligned}
Sc &= \frac{Cs.H_0}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma_c'}{\sigma_{vo'}} + \frac{Cc.H_0}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma_c'} \\
Sc &= \frac{0,118 \times 1}{1+1,507} \cdot \log \frac{4,718 \text{ t/m}^2}{0,318 \text{ t/m}^2} + \frac{1,177 \times 1}{1+1,507} \cdot \log \frac{5,716 \text{ t/m}^2}{4,718 \text{ t/m}^2} \\
Sc &= 0,094 \text{ m}
\end{aligned}$$

Total pemampatan yang terjadi dari seluruh layer tanah beban timbunan sebesar $q = 5,4 \text{ t/m}^2$ adalah sebesar 0,345 m.

Setelah tanah dasar mengalami pemampatan akibat beban timbunan, maka timbunan yang diletakkan akan menjadi lebih rendah dari elevasi rencana. Oleh sebab itu perlu dicari tinggi awal timbunan menggunakan Persamaan 2.14. Berikut adalah contoh perhitungan tinggi timbunan awal:

Untuk percobaan $q = 5,4 \text{ t/m}^2$ dengan $Sc \text{ total} = 0,345 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
H_{\text{inisial}} &= \frac{q + (Sc \times \gamma_{\text{timb}}) - (Sc \times \gamma'_{\text{timb}})}{\gamma_{\text{timb}}} \\
H_{\text{inisial}} &= \frac{5,4 + (0,345 \times 1,8) - (0,345 \times 0,8)}{1,8}
\end{aligned}$$

$$H_{\text{inisial}} = 3,19 \text{ m}$$

Setelah mendapatkan H_{inisial} , kemudian dihitung kembali besarnya pemampatan akibat beban *pavement* dengan kedalaman distribusi yang sudah disesuaikan dengan H_{inisial} yang sudah didapat. Perumusan yang digunakan adalah Persamaan 2.8 atau

Persamaan 2.9. Berikut contoh perhitungan *settlement* tanah dasar akibat beban *pavement* sebesar $q = 0,99 \text{ t/m}^2$:

Pada Lapisan 1:

$$z_i = 0,5 \text{ m}$$

$$z = H_{\text{initial}} + z_i = 3,19 + 0,5 = 3,69 \text{ m}$$

$$x = \infty \rightarrow m = x/z = \infty$$

$$y = 3 \text{ m} \rightarrow n = y/z = 3 / 3,69 = 0,813$$

Dari grafik pada Gambar 2.3 diperoleh $I = 0,19$. Karena I tersebut diambil di titik tengah beban terbagi rata maka perhitungan dengan Persamaan 2.13 untuk beban *pavement* total dapat dikali 4.

$$\begin{aligned} \Delta\sigma' &= 4 \times I \times q \\ &= 4 \times 0,19 \times 0,99 \text{ t/m}^2 \\ &= 0,562 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_{vo} + \Delta\sigma' &= 0,318 \text{ t/m}^2 + 0,562 \text{ t/m}^2 \\ &= 0,881 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma'_{vc} = 4,718 \text{ t/m}^2$$

$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma' < \sigma'_{vc} \rightarrow$ menggunakan Persamaan 2.8, didapatkan:

$$\begin{aligned} S_c &= \frac{C_s \cdot H_0}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{vo}} \\ S_c &= \frac{0,118 \cdot 1}{1 + 1,507} \cdot \log \frac{0,881}{0,318} \\ &= 0,025 \text{ m} \end{aligned}$$

Total pemampatan yang terjadi dari seluruh layer tanah akibat beban *pavement* sebesar $q = 0,99 \text{ t/m}^2$ adalah sebesar 0,058 m.

Langkah-langkah tersebut diulang dengan menggunakan tinggi timbunan yang berbeda dan beban *pavement* jalan sebesar $0,99 \text{ t/m}^2$. Hasil perhitungan *settlement* untuk seluruh lapisan tanah ditampilkan pada Lampiran 3.

H bongkar traffic didapatkan dari grafik Road Association, 1986 pada Gambar 2.3. Berikut contoh penentuan H_{bongkar} :

Pada $q = 5,4 \text{ t/m}^2$

$$H_{\text{initial}} = 3,19 \text{ m}$$

Berdasarkan grafik, besar beban akibat traffic yang didistribusikan ke tanah dasar dengan tinggi timbunan sebesar 3,19 meter didapatkan:

$$q_{\text{traffic}} = 0,5 \text{ t/m}^2$$

q dikonversikan ke tinggi timbunan dan didapatkan H bongkar sebesar $q_{\text{traffic}}/\gamma_{\text{timb}} = 0,278 \text{ m}$.

Selanjutnya menghitung tinggi final sesuai dengan Persamaan 2.15 yaitu :

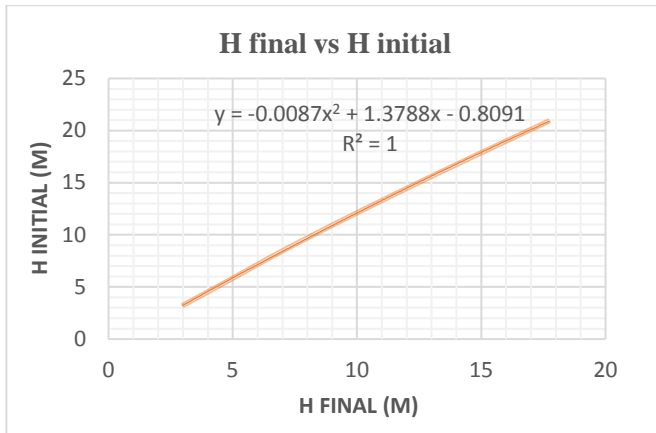
$$H_{\text{final}} = H_{\text{initial}} - Sc_{\text{akibat timbunan}} - H_{\text{bongkar traffic}} + \text{tebal pavement} - Sc_{\text{akibat pavement}}$$

Hasil perhitungan H_{final} disajikan dalam Tabel 5.1. Pada Gambar 5.2 ditampilkan grafik hubungan H_{final} dengan H_{inisial} dan pada Gambar 5.3 ditampilkan grafik hubungan H_{final} dengan *Settlement*.

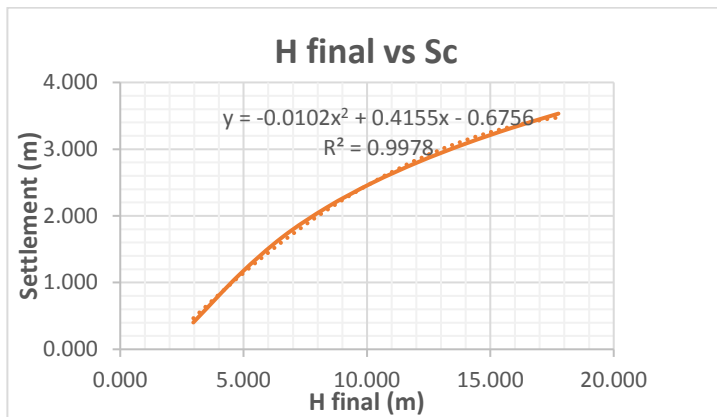
Tabel 5.1 Hasil Perhitungan H_{initial} , $H_{\text{Bongkar Traffic}}$ dan H_{final}
Alternatif 1

q timb	Sc akibat q timb	H initial	H bongkar Traffic	Tebal Pavement	Sc akibat pavement	H final
t/m ²	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Direncanakan	Perhitungan	(A+B)/yt	Grafik	Direncanakan	Perhitungan	C-B-D+E-F
A	B	C	D	E	F	G
5.4	0.345	3.191	0.278	0.450	0.058	2.961
9	1.066	5.592	0.111	0.450	0.048	4.817
12.6	1.639	7.910	0.111	0.450	0.041	6.569
16.2	2.091	10.162	0.111	0.450	0.036	8.374
19.8	2.463	12.368	0.111	0.450	0.032	10.213
23.4	2.779	14.544	0.111	0.450	0.027	12.077
27	3.054	16.697	0.111	0.450	0.023	13.958
30.6	3.297	18.832	0.111	0.450	0.020	15.853
34.2	3.514	20.952	0.111	0.450	0.018	17.759

(Sumber: Hasil Analisis)



Gambar 5.2 Grafik Hubungan H_{final} dengan $H_{initial}$ (Alternatif 1)



Gambar 5.3 Grafik Hubungan H_{final} dengan *Settlement* (Alternatif 1)

Dari grafik-grafik di atas dapat ditentukan $H_{initial}$ dan *settlement* yang terjadi dengan H_{final} yaitu:

1. Pada zona 1 ($H_{final} = 6$ meter)
 $H_{initial} = 7,2$ m dan *settlement* = 1,45 m
2. Pada zona 2 ($H_{final} = 5,3$ meter)
 $H_{initial} = 6,3$ m dan *settlement* = 1,24 m

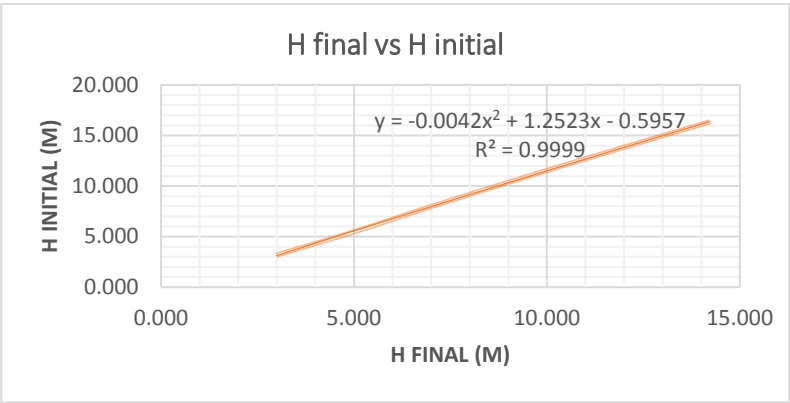
5.1.2 Alternatif 2 (timbunan tegak)

Untuk perhitungan tinggi timbunan awal dan *settlement* pada alternatif 2 sama seperti langkah pada sub bab 5.1.1. Perhitungan perubahan tegangan akibat beban timbunan digunakan grafik pada Gambar 2.2. Hasil perhitungan besar timbunan awal dan *settlement* akibat timbunan, *traffic*, dan *pavement* ditampilkan pada Tabel 5.2

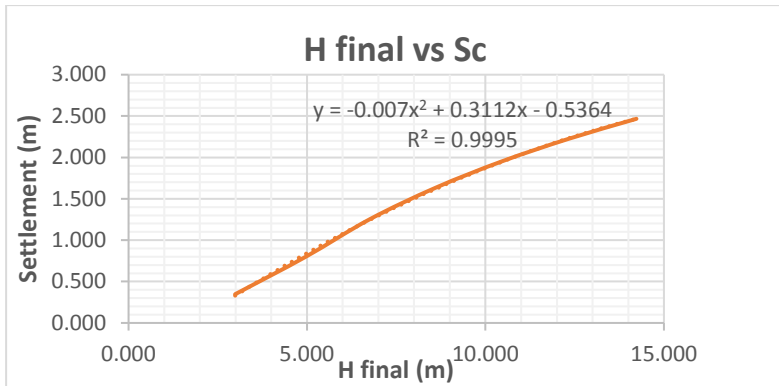
Tabel 5.2 Hasil Perhitungan $H_{initial}$, $H_{Bongkar\ Traffic}$ dan H_{final}
Alternatif 2

q timb	Sc akibat q timb	H initial	H bongkar Traffic	Tebal Pavement	Sc akibat pavement	H final	Sc total
t/m2	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Direncanakan	Perhitungan	(A+B)/yt	Grafik	Direncanakan	Perhitungan	C-B-D+E-F	B+F
A	B	C	D	E	F	G	H
5.4	0.289	3.160	0.278	0.450	0.058	2.986	0.347
9	0.749	5.416	0.111	0.450	0.049	4.957	0.798
12.6	1.212	7.673	0.111	0.450	0.041	6.759	1.253
16.2	1.597	9.887	0.111	0.450	0.035	8.594	1.632
19.8	1.920	12.067	0.111	0.450	0.032	10.454	1.952
23.4	2.198	14.221	0.111	0.450	0.028	12.334	2.226
27	2.443	16.357	0.111	0.450	0.024	14.229	2.467

(Sumber: Hasil Analisis)



Gambar 5.4 Grafik Hubungan H_{final} dengan $H_{initial}$ (Alternatif 2)



Gambar 5.5 Grafik Hubungan H_{final} dengan *Settlement* (Alternatif 2)

Dari grafik-grafik di atas dapat ditentukan $H_{inisial}$ dan *settlement* yang terjadi dengan H_{final} yaitu:

3. Pada zona 1 ($H_{final} = 6$ meter)
 $H_{inisial} = 6,8$ m dan *settlement* = 1,1 m
4. Pada zona 2 ($H_{final} = 5,3$ meter)
 $H_{inisial} = 5,9$ m dan *settlement* = 0,9 m

Perhitungan tinggi timbunan awal dan *settlement* untuk timbunan tegak ditampilkan pada Lampiran 3.

5.2 Perencanaan Perbaikan Tanah dengan PVD

5.2.1 Perhitungan waktu konsolidasi (t)

Waktu konsolidasi (t) dihitung dengan Persamaan 2.19. Berikut adalah contoh perhitungan untuk tanah dasar sebelum sungai:

$$t = \frac{T_v \cdot (H_{dr})^2}{C_v}$$

dengan:

$$T_v = 0,848 \text{ (Tabel 2.3)}$$

$$H_{dr} = 10 \text{ meter}$$

$$C_v = \frac{(H_1 + H_2 + \dots + H_n)^2}{\left(\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right)^2} \text{ (Persamaan 2.20)}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{(3+3+3+1)^2}{\left(\frac{3}{\sqrt{0,000741}} + \frac{3}{\sqrt{0,00088}} + \frac{3}{\sqrt{0,000929}} + \frac{1}{\sqrt{0,000918}}\right)^2} \\
&= 0,0008509 \text{ cm}^2/\text{detik} \\
&= 0,000000085 \text{ m}^2/\text{detik} \\
&= 2,6835 \text{ m}^2/\text{tahun} \\
t &= \frac{0,848 \cdot (10\text{m})^2}{2,6835 \text{ m}^2/\text{tahun}} \\
&= 31,6 \text{ tahun}
\end{aligned}$$

Karena waktu yang dibutuhkan untuk konsolidasi sebesar 90% sangat lama, maka diperlukan bantuan *vertical drain* untuk mempercepat waktu konsolidasi tersebut. Jenis *vertical drain* yang dipakai adalah *Prefabricated Vertical Drain* (PVD). Hasil perhitungan waktu konsolidasi ditampilkan pada Lampiran 4.

5.2.2 Perencanaan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD)

Tujuan dari pemasangan PVD pada perencanaan ini adalah untuk membantu mempercepat proses pemampatan konsolidasi, sehingga dapat berlangsung dengan waktu yang relatif singkat.

Perencanaan PVD dalam Tugas Akhir ini menggunakan pola persegi dan pola segitiga, dengan jarak antar PVD (S) yang dihitung adalah 0,5; 0,75; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2; dan 2,25 meter.

5.2.2.1 Perencanaan PVD dengan pola segiempat

Berikut adalah contoh perhitungan perencanaan PVD pola segi empat dengan jarak $S = 1 \text{ m}$:

- Menghitung Fungsi Hambatan PVD ($F(n)$) menggunakan Persamaan 2.23 atau Persamaan 2.24.

D = diameter ekivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari *vertical drain*.

$$= 1,13 \times S$$

$$= 1,13 \times 1$$

$$= 1,13 \text{ m}$$

$$dw = 2(a+b)/\pi$$

$$= 2(100+3)/\pi$$

$$= 51,5 \text{ mm}$$

$$n = D/dw$$

$$= 1,13 / 0,0515 \text{ m}$$

$$= 21,94$$

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[\ln(n) - \frac{3}{4} - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right]$$

$$F(n) = \left(\frac{21,94^2}{21,94^2 - 1^2} \right) \left[\ln(21,94) - \frac{3}{4} - \left(\frac{1}{21,94^2} \right) \right]$$

$$F(n) = 2,338$$

Hasil perhitungan D, n, dan F(n) untuk setiap jarak antar PVD ditampilkan pada Lampiran 4.

- Menghitung Derajat Konsolidasi (U_v) dengan PVD

Dalam hal ini besarnya U_v diasumsikan kurang dari 60% sehingga digunakan Persamaan 2.29 Sesuai dengan persamaan tersebut, untuk memperoleh nilai U_v maka terlebih dahulu perlu mengetahui nilai T_v . Nilai T_v didapat dari Persamaan 2.19.

- $C_v = 0,0008509 \text{ cm}^2/\text{detik}$
- $t = 1 \text{ minggu} = 604800 \text{ detik}$
- $H_{dr} = 10 \text{ m} = 1000 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} T_v &= \text{faktor waktu} = \frac{t \times C_v}{(H_{dr})^2} \\ &= \frac{1 \text{ minggu} \times (604800 \text{ detik}) \times 0,000000085 \text{ m}^2/\text{detik}}{(10 \text{ m})^2} \\ &= 0,0005 \end{aligned}$$

U_v = derajat konsolidasi tanah akibat aliran air arah vertikal

$$\begin{aligned} &= \left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \\ &= \left(2 \sqrt{\frac{0,0005}{\pi}} \right) \times 100\% \\ &= 0,0256 \end{aligned}$$

- Menghitung Derajat Konsolidasi (U_h) dengan PVD menggunakan Persamaan 2.21

- $C_{vgab} = 0,0008509 \text{ cm}^2/\text{detik}$
- $K_h/K_v = 2$
- Lebar PVD (a) = 100 mm

- Tebal PVD (b) = 3 mm
- d_w = 51,5 mm

$$\begin{aligned} Ch &= 2 \times Cv \\ &= 2 \times 0,000000085 \text{ m}^2/\text{detik} \\ &= 0,00000017 \text{ m}^2/\text{minggu} \end{aligned}$$

U_h = derajat konsolidasi tanah arah horizontal

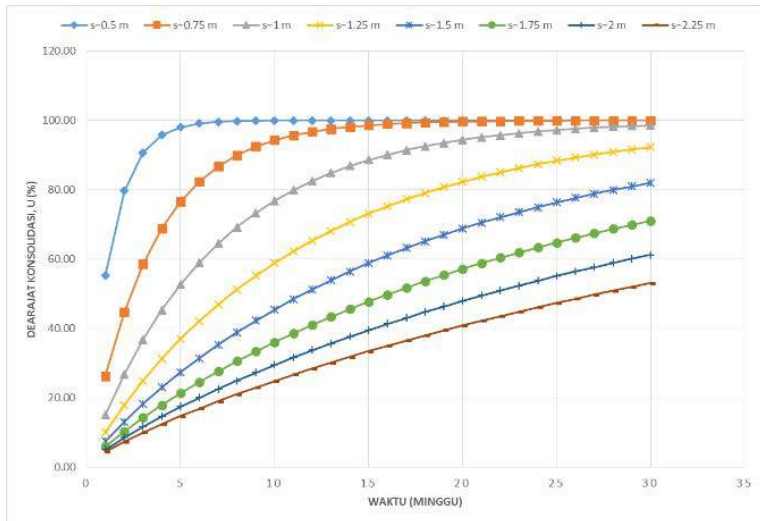
$$\begin{aligned} &= \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{tx8xCh}{D^2x2xF(n)} \right)}} \right) \right] \\ &= \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{(1 \times 604800) \times 8 \times 0,00000017}{1,13^2 \times 2 \times 2,338} \right)}} \right) \right] \\ &= 0,1288 \end{aligned}$$

- Menghitung Derajat Konsolidasi rata-rata (Urata-rata) dengan PVD menggunakan Persamaan 2.30

$$\begin{aligned} U \text{ rata-rata} &= (1-(1-U_h) \times (1-U_v) \times 100\% \\ &= (1-(1-0,1288) \times (1-0,0256) \times 100\% \\ &= 15,11 \% \end{aligned}$$

Perhitungan diatas dilakukan untuk seluruh jarak PVD (S). Hasil perhitungan derajat konsolidasi rata-rata (U) untuk pola segiempat pada setiap S ditampilkan pada Lampiran 4.

Pada Gambar 5.6 ditampilkan grafik hubungan waktu dengan derajat konsolidasi dengan menggunakan PVD pola segiempat.



Gambar 5.6 Grafik Hubungan Derajat Konsolidasi (U) dengan Waktu Timbunan dengan PVD Pola Segiempat

Dari Gambar 5.6 didapat jarak antar PVD pola segiempat yang dipakai adalah 1 m.

5.2.2.2 Perencanaan PVD dengan pola segitiga

Berikut adalah contoh perhitungan perencanaan PVD pola segi empat untuk sisi sebelum sungai dengan jarak $S = 1$ m:

- Menghitung Fungsi Hambatan PVD ($F(n)$) menggunakan Persamaan 2.23 atau Persamaan 2.24.

D = diameter ekuivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari *vertical drain*.

$$= 1,05 \times S \text{ (Lampiran 1)}$$

$$= 1,05 \times 1$$

$$= 1,05 \text{ m}$$

$$dw = 2(a+b)/\pi$$

$$= 2(100+3)/\pi$$

$$= 51,5 \text{ mm}$$

$$n = D/dw$$

$$= 1,05 \text{ m} / 0,0515 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 &= 20,388 \\
 F(n) &= \left(\frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[\ln(n) - \frac{3}{4} - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right] \\
 F(n) &= \left(\frac{20,388^2}{20,388^2 - 1^2} \right) \left[\ln(20,388) - \frac{3}{4} - \left(\frac{1}{20,388} \right) \right] \\
 F(n) &= 2,265
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan D, n, dan F(n) untuk setiap jarak antar PVD ditampilkan pada Lampiran 2.

- Menghitung Derajat Konsolidasi Tanah Akibat Aliran Air Arah Vertikal (U_v) dengan PVD

Dalam hal ini besarnya U_v diasumsikan kurang dari 60% sehingga digunakan Persamaan 2.29 Sesuai dengan persamaan tersebut, untuk memperoleh nilai U_v maka terlebih dahulu perlu mengetahui nilai T_v . Nilai T_v didapat dari Persamaan 2.19.

- $C_v = 0,0008509 \text{ cm}^2/\text{dtk}$
- $t = 1 \text{ minggu} = 604800 \text{ detik}$
- $H_{dr} = 10 \text{ m} = 1000 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 T_v &= \text{faktor waktu} = \frac{t \times C_v}{(H_{dr})^2} \\
 &= \frac{1 \text{ minggu} \times (604800 \text{ detik}) \times 0,000000085 \text{ m}^2/\text{detik}}{(10 \text{ m})^2}
 \end{aligned}$$

$$= 0,0005$$

$$\begin{aligned}
 U_v &= \left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \\
 &= \left(2 \sqrt{\frac{0,0005}{\pi}} \right) \times 100\% \\
 &= 0,0256
 \end{aligned}$$

- Menghitung Derajat Konsolidasi Tanah Akibat Aliran Air Arah Horizontal (U_h) dengan PVD menggunakan Persamaan 2.21.

- $C_{vgab} = 0,0008509 \text{ cm}^2/\text{dtk}$
- $K_h/K_v = 2$
- Lebar PVD (a) = 100 mm
- Tebal PVD (b) = 3 mm
- $d_w = 51,5 \text{ mm}$

$$Ch = 2 \times C_v$$

$$= 2 \times 0,000000085 \text{ m}^2/\text{detik}$$

$$= 0,00000017 \text{ m}^2/\text{minggu}$$

$$U_h = \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{tx8xCh}{D^2 x 2 x F(n)} \right)}} \right) \right]$$

$$= \left[1 - \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{(1 \times 604800) \times 8 \times 0,00000017}{1,05^2 \times 2 \times 2,265} \right)}} \right) \right]$$

$$= 0,152$$

- Menghitung Derajat Konsolidasi rata-rata (Urata-rata) dengan PVD menggunakan Persamaan 2.30

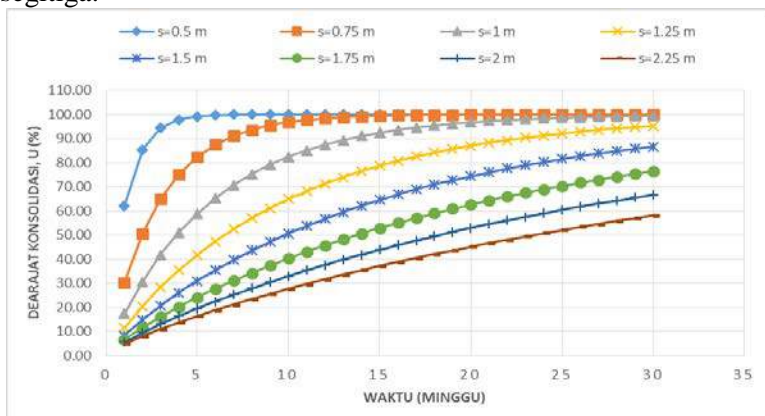
$$U \text{ rata-rata} = (1 - (1 - U_h) \times (1 - U_v)) \times 100\%$$

$$= (1 - (1 - 0,152) \times (1 - 0,0256)) \times 100\%$$

$$= 17,37 \%$$

Perhitungan diatas dilakukan untuk seluruh jarak PVD (S). Hasil perhitungan derajat konsolidasi rata-rata (U) untuk pola segitiga pada setiap S ditampilkan pada Lampiran 4.

Pada Gambar 5.7 ditampilkan grafik hubungan waktu dengan derajat konsolidasi dengan menggunakan PVD pola segitiga.



Gambar 5.7 Grafik Hubungan Derajat Konsolidasi (U) dengan Waktu Timbunan dengan PVD Pola Segitiga

Dari Gambar 5.7 didapat jarak antar PVD pola segitiga yang dipakai adalah 1,25 m.

Jadi, PVD yang dipakai adalah menggunakan pola segitiga dengan jarak 1,25 m, karena jarak yang lebih besar menghasilkan kuantitas yang lebih sedikit, yang mengakibatkan biaya yang lebih sedikit pula.

5.3 Alternatif Perencanaan Perkuatan Geotextile (Alternatif 1)

Seperti yang telah dijelaskan pada Sub bab 2.6 bahwa sebelum merencanakan perkuatan perlu diketahui terlebih dahulu tinggi H_{kritis} dan peningkatan Cu akibat penimbunan bertahap.

5.3.1 Penentuan tinggi timbunan kritis (H_{cr})

Tinggi timbunan kritis (H_{cr}) yaitu tinggi timbunan yang masih mampu dipikul oleh tanah dasar agar timbunan tidak mengalami kelongsoran. Berikut hasil perhitungan H_{kritis} timbunan dengan Persamaan 2.31 yaitu:

SF = 1,4 (Berdasarkan Tabel 2.4)

$N_c = 5,956$ (Interpolasi dari Tabel 2.8)

$$H_{cr} = \frac{c \cdot N_c}{SF \cdot \gamma_{timb}}$$

$$H_{cr} = \frac{1.08 \cdot 5,956}{1,4 \cdot 1,8}$$

$$H_{cr} = 2,55 \text{ m}$$

Dengan penimbunan bertahap setiap 0,4 meter/minggu, didapatkan waktu 6 minggu untuk mencapai tinggi timbunan setinggi H_{kritis} . Nilai Cu diasumsikan meningkat setelah tanah diberi beban timbunan setinggi H_{kritis} , maka perlu dihitung berapa besar peningkatan Cu selama 6 minggu. Untuk tahap berikutnya, daya dukung tanah dasar harus cukup kuat menahan timbunan berikutnya, untuk itu harus dilakukan pengecekan daya dukung tanah terlebih dahulu.

5.3.2 Perhitungan peningkatan kohesi *undrained* (Cu)

Perhitungan peningkatan nilai Cu perlu dilakukan untuk menentukan apakah tanah dasar cukup mampu memikul beban timbunan dengan peningkatan nilai C_u akibat adanya penimbunan bertahap. Perhitungan tersebut dilakukan untuk menentukan apakah penimbunan dapat dilanjutkan atau harus dilakukan penundaan.

Kemudian dilakukan percobaan dengan memodelkan timbunan pada program XSTABL setinggi H_{kritis} 2,4 meter dengan asumsi Cu yang telah meningkat 6 minggu sehingga didapatkan $SF=1,6 > SF \text{ rencana} = 1,4$. Yang artinya tidak perlu ada penundaan. Percobaan dilakukan sampai didapatkan SF tidak aman atau kurang dari 1,4 dengan penambahan timbunan per 0,4 meter dengan nilai peningkatan Cu dari penimbunan tersebut. Dari percobaan *running* didapatkan timbunan dengan $SF=1,327 < SF \text{ rencana} = 1,4$ ketika Cu telah meningkat di minggu ke 8 dengan timbunan setinggi 3,2 meter. Agar tidak terjadi penundaan, maka diperlukan adanya perkuatan tanah untuk mengatasi kelongsoran yang terjadi akibat penimbunan setelah 3,2 meter. Maka pada perencanaan perkuatan timbunan dipakai Cu 8 minggu. Hal ini dilakukan agar perencanaan perkuatan tidak terlalu boros seperti pada perencanaan menggunakan Cu awal tanah asli.

Peningkatan nilai Cu didapatkan dengan menggunakan Persamaan 2.69 sampai dengan Persamaan 2.71. Berikut contoh perhitungan peningkatan nilai Cu di minggu ke-6:

Pada minggu ke 6:

1. Menghitung tegangan di tiap lapisan tanah untuk derajat konsolidasi (U) 100%

Perhitungan perubahan tegangan didapat dari:

$$\sigma_1' = P_o + \Delta\sigma'1$$

$$\sigma_2' = \sigma_1' + \Delta\sigma'2 \text{ dan seterusnya hingga } \sigma_6'$$

Perhitungan penambahan beban timbunan setiap 0,4 meter (ΔP_i) didapat dari Persamaan 2.11 dengan distribusi tegangan sesuai dengan kedalaman yang ditinjau.

Hasil perhitungan $\Delta\sigma'$ sampai pentahapan penimbunan 8 minggu ditampilkan pada Tabel 5.3

Tabel 5.3 Perubahan Tegangan Efektif Tanah di Zona 1 Akibat Penimbunan $H = 3,2$ m (Minggu ke-8) pada $U=100\%$

Tegangan efektif untuk U 100%												
Depth (m)			z	Po'	σ_1'	σ_2'	σ_3'	σ_4'	σ_5'	σ_6'	σ_7'	σ_8'
			(m)	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
0	-	1	0.5	0.318	1.038	1.758	2.478	3.198	3.917	4.634	5.351	6.064
1	-	2	1.5	0.955	1.675	2.394	3.113	3.831	4.548	5.263	5.974	6.680
2	-	3	2.5	1.592	2.311	3.029	3.746	4.461	5.174	5.883	6.587	7.282
3	-	4	3.5	2.225	2.943	3.659	4.372	5.083	5.790	6.491	7.184	7.867
4	-	5	4.5	2.856	3.570	4.283	4.992	5.696	6.395	7.086	7.766	8.433
5	-	6	5.5	3.486	4.197	4.904	5.607	6.303	6.992	7.670	8.336	8.986
6	-	7	6.5	4.139	4.844	5.545	6.240	6.926	7.603	8.268	8.917	9.548
7	-	8	7.5	4.815	5.513	6.206	6.891	7.566	8.229	8.878	9.510	10.121
8	-	9	8.5	5.490	6.181	6.864	7.538	8.200	8.849	9.482	10.095	10.686
9	-	10	9.5	6.167	6.849	7.521	8.183	8.832	9.465	10.080	10.675	11.246

(Sumber : Hasil Analisa)

- Menghitung tegangan di tiap lapisan tanah untuk derajat konsolidasi (U) kurang dari 100%

Derajat konsolidasi yang dipakai sampai penimbunan minggu ke-8 dari U penimbunan terakhir (minggu ke-24) sebesar 91,3%. Berikut contoh perhitungan ΔP_{ui} dengan pengaruh $U < 100\%$ menggunakan Persamaan 2.69 dan dapat dilihat pada Tabel 5.4:

Tabel 5.4 Perhitungan ΔP_{ui} pada Lapisan 1

Tahapan Penimbunan (m)	Umur Timbunan (minggu)	Derajat Konsolidasi (%)	ΔP_{ui} pada $U < 100\%$ (t/m ²)
0 - 0.4	8	57	$\Delta P_{u1} = \left(\frac{1,038}{0,318} \right)^{0,57} 0,318 - 0,318$
0.4 - 0.8	7	52,4	$\Delta P_{u2} = \left(\frac{1,758}{1,038} \right)^{0,524} 1,038 - 1,038$
0.8 - 1.2	6	47,3	$\Delta P_{u3} = \left(\frac{2,478}{1,758} \right)^{0,473} 1,758 - 1,758$
1.2 - 1.6	5	41,7	$\Delta P_{u4} = \left(\frac{3,198}{2,478} \right)^{0,417} 2,478 - 2,478$
1.6 - 2.0	4	35,4	$\Delta P_{u5} = \left(\frac{3,917}{3,198} \right)^{0,354} 3,198 - 3,198$
2.0 - 2.4	3	28,4	$\Delta P_{u6} = \left(\frac{4,634}{3,917} \right)^{0,284} 3,917 - 3,917$

2.4 – 2.8	2	20,5	$\Delta P_{u7} = \left(\frac{5,351}{4,634}\right)^{0,205} 4,634 - 4,634$
2.8 – 3.2	1	11,5	$\Delta P_{u8} = \left(\frac{6,064}{5,351}\right)^{0,115} 5,351 - 5,351$

(Sumber: Hasil Analisis)

Hasil perhitungan perubahan tegangan di tiap lapisan tanah pada derajat konsolidasi <100% ditampilkan pada Tabel 5.5

Tabel 5.5 Hasil Perhitungan ΔP_{ui} tiap lapisan pada $U < 100\%$

Derajat Konsolidasi $U < 100\%$												
Perubahan Tegangan	Po'	$\Delta P_1'$	$\Delta P_2'$	$\Delta P_3'$	$\Delta P_4'$	$\Delta P_5'$	$\Delta P_6'$	$\Delta P_7'$	$\Delta P_8'$	$\Sigma \sigma_p'$	$\Sigma \sigma_p$	
	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²			
Tinggi Timbunan	0	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2			
Umur Timbunan	-	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg			
Kedalaman/ U(%)	1	0.570	0.524	0.473	0.417	0.354	0.284	0.205	0.115	t/m ²	kg/cm ²	
0 - 1	1	0.318	0.306	0.330	0.310	0.278	0.238	0.191	0.138	0.077	2.188	0.219
1 - 2	2	0.955	0.360	0.345	0.317	0.281	0.240	0.192	0.138	0.077	2.906	0.291
2 - 3	3	1.592	0.377	0.352	0.320	0.283	0.240	0.192	0.138	0.076	3.570	0.357
3 - 4	4	2.225	0.384	0.356	0.322	0.283	0.240	0.191	0.136	0.075	4.212	0.421
4 - 5	5	2.856	0.388	0.357	0.322	0.282	0.238	0.189	0.134	0.074	4.840	0.484
5 - 6	6	3.486	0.389	0.357	0.321	0.280	0.236	0.186	0.132	0.072	5.459	0.546
6 - 7	7	4.139	0.388	0.355	0.318	0.278	0.232	0.183	0.129	0.070	6.093	0.609
7 - 8	8	4.815	0.387	0.353	0.315	0.274	0.228	0.179	0.126	0.068	6.745	0.674
8 - 9	9	5.490	0.384	0.349	0.311	0.269	0.224	0.175	0.122	0.066	7.391	0.739
9 - 10	10	6.167	0.380	0.345	0.306	0.264	0.219	0.171	0.119	0.064	8.035	0.803

(Sumber: Hasil Analisis)

- Menghitung kenaikan daya dukung tanah (akibat kenaikan harga Cu). Karena nilai $PI < 120\%$ maka digunakan Persamaan 2.70. Hasil perhitungan peningkatan nilai Cu ditampilkan pada Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Hasil Perhitungan Peningkatan Nilai Cu minggu ke-8

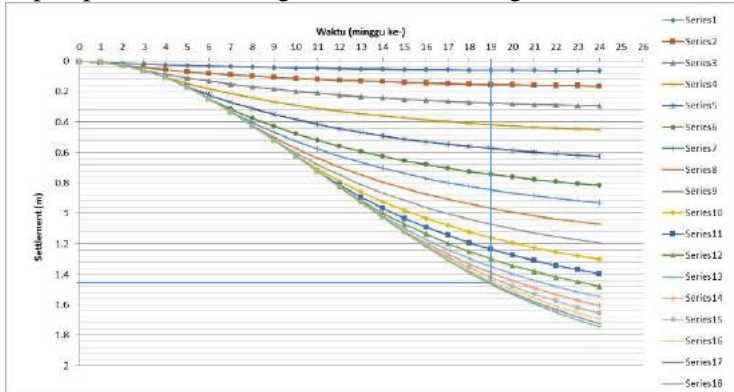
$\Sigma \sigma_p'$	Kedalaman			PI	Cu lama	Cu baru
kg/cm ²	(m)			%	kg/cm ²	kg/cm ²
0.219	0	-	1	37.282	0.108	0.102
0.291	1	-	2	37.282	0.108	0.111
0.357	2	-	3	37.282	0.108	0.120
0.421	3	-	4	34.553	0.104	0.130
0.484	4	-	5	34.553	0.104	0.139
0.546	5	-	6	34.553	0.104	0.147
0.609	6	-	7	34.938	0.371	0.155
0.674	7	-	8	34.938	0.371	0.164
0.739	8	-	9	34.938	0.371	0.172
0.803	9	-	10	38.059	0.292	0.177

(Sumber: Hasil Analisis)

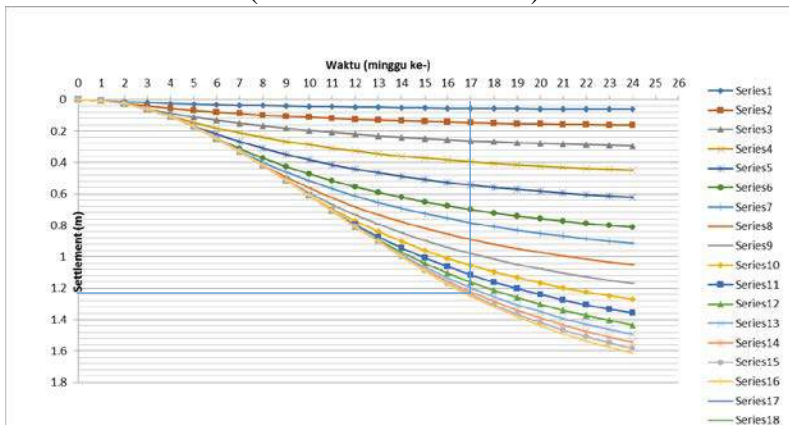
Selanjutnya peningkatan nilai Cu 8 minggu digunakan untuk perencanaan perkuatan.

5.3.3 Pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap

Pemampatan akibat penimbunan bertahap dihitung dengan Persamaan 2.16, Persamaan 2.17, dan Persamaan 2.18 yang selanjutnya didapatkan gambar grafik hubungan antara waktu atau tahapan penimbunan dengan *Settlement* sebagai berikut :



Gambar 5.8 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 1 (Alternatif 1).
(Sumber: Hasil Analisis)



Gambar 5.9 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 2 (Alternatif 1).
(Sumber: Hasil Analisis)

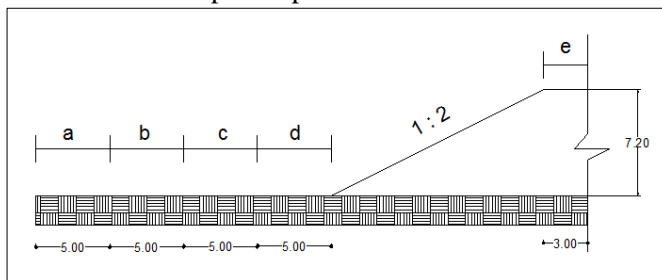
Berdasarkan Gambar 5.8 dan Gambar 5.9 didapatkan waktu yang diperlukan untuk menyelesaikan pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap zona 1 adalah 19 minggu dan untuk zona 2 adalah 17 minggu. Hasil Perhitungan *settlement* akibat timbunan bertahap tiap lapisan pada zona 1 dan zona 2 dapat dilihat pada Lampiran 5.

5.3.4 Perencanaan *geotextile* sebagai perkuatan timbunan arah melintang

Geotextile digunakan sebagai perkuatan tanah untuk meningkatkan daya dukung tanah dasar di bawah timbunan.

Dalam perhitungan *geotextile* dibutuhkan nilai SF, jari-jari bidang longsor, momen resisten, koordinat titik pusat bidang longsor, dan momen dorong yang didapat dari hasil analisa program XSTABL. Selanjutnya menghitung kebutuhan *geotextile* untuk timbunan 7.2 m pada Zona 1 dengan menggunakan nilai T_{allow} dikali jarak pasang masing-masing *geotextile* terhadap titik pusat jari-jari kelongsoran hingga memenuhi $\Delta M_R \leq T_{allow} \times \sum R_i$.

Simulasi dilakukan sebanyak 4 kali dengan kordinat *initiation* dan *termination* yang ditentukan dari pembagian jarak di timbunan yang dianalisis. Hal ini dilakukan untuk mendapatkan kebutuhan Momen *Resistance* (ΔM_R) yang paling besar, karena SF yang kecil belum tentu menghasilkan ΔM_R yang terbesar. Semakin besar ΔM_R menghasilkan kebutuhan perkuatan yang lebih besar. Pembagian zona *initiation* dan *termination* pada analisis program bantu XSTABL ditampilkan pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Pembagian Zona Simulasi Program XSTABL pada Timbunan Jalan

Dari kemudian diperoleh kombinasi *initiation* dan *termination* dari analisis kelongsoran yang ditampilkan pada Tabel 5.7.

Tabel 5.7 Kombinasi Zona *Initiation* dan *Termination* pada Analisis Program Bantu XSTABL (Alternatif 1)

No. Kombinasi	Zona <i>Initiation-Termination</i>
1	a - e
2	b - e
3	c - e
4	d - e

MD, $MR_{rencana}$, dan ΔMR dihitung dengan Persamaan 2.32. Hasil analisis dari seluruh kombinasi untuk timbunan oprit ditampilkan pada Tabel 5.8 dan Tabel 5.9.

Tabel 5.8 Hasil Kombinasi untuk Timbunan Oprit pada Zona 1

No	SF xstabl	Hasil xstabl					Perhitungan		
		MR (kN.m)	MD (kN.m)	titik pusat X Y		R m	SF rencana	MR rencana	ΔMR (kN.m)
1	1.03	12590	12223.3	18.94	43.25	19.23	1.4	17112.62	4522.621
2	0.953	9393	9856.243	21.64	41.22	16.17	1.4	13798.74	4405.741
3	0.91	6917	7601.099	24.19	39.04	13.29	1.4	10641.54	3724.538
4	0.915	6404	6998.907	24.82	38.57	12.62	1.4	9798.47	3394.47

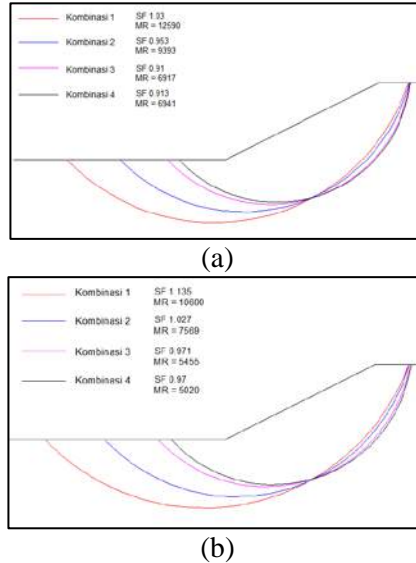
(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.9 Hasil Kombinasi untuk Timbunan Oprit pada Zona 2

No	SF xstabl	Hasil xstabl					Perhitungan		
		MR (kN.m)	MD (kN.m)	titik pusat X Y		R m	SF rencana	MR rencana	ΔMR (kN.m)
1	1.135	10600	9339.207	18.25	42.56	18.25	1.4	13074.89	2474.89
2	1.027	7569	7370.01	20.94	40.24	14.99	1.4	10318.01	2749.014
3	0.971	5455	5617.92	23.43	38.3	12.23	1.4	7865.088	2410.088
4	0.97	5020	5175.258	24.08	37.83	11.58	1.4	7245.361	2225.361

(Sumber: Hasil Analisis)

Dari seluruh hasil analisis tersebut, diperoleh gambar kelongsoran untuk timbunan oprit pada zona 1 dan zona 2 pada Gambar 5.11.



Gambar 5.11 Gambar Hasil Analisis Kelongsoran a) zona 1; b) zona 2 pada Alternatif 1

Karena SF terkritis dari kedua zona tersebut kurang dari 1,4 maka diperlukan perkuatan timbunan.

Dari Gambar 5.11 diperoleh kombinasi yang dipakai yaitu kombinasi 3 untuk zona 1 dan zona 2, karena membutuhkan jumlah lapisan *geotextile* paling banyak. Berikut contoh perhitungan perkuatan *geotextile*:

Pada perencanaan ini digunakan *geotextile* dengan *Tensile Strength* (T_{ult}) sebesar 52 kN/m.

$$T_{allow} = T_{ultimate} \left[\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right]$$

$$FS_{id} = 1.5$$

$$FS_{cr} = 2.0$$

$$FS_{cd} = 1.25$$

$$FS_{bd} = 1.15$$

$$T_{allow} = 200 \left[\frac{1}{1.5 \times 2 \times 1.25 \times 1.15} \right]$$

$$= 12,058 \text{ kN/m}$$

Geotextile direncanakan dipasang tiap 20 cm dengan pertimbangan jumlah layer pada *geotextile* di tiap lapisannya tidak lebih dari 3. Hal ini dilakukan untuk mencegah gagalnya *geotextile* akibat gesekan antar *geotextile*. Berikut adalah contoh perhitungan untuk perencanaan perkuatan *geotextile* timbunan zona 1.

- Menghitung jarak *geotextile* ke titik pusat kelongsoran (T_i)

T_i dihitung dengan Persamaan 2.33. Ordinat dasar kelongsoran dapat diketahui dari *output* program bantu XSTABL. Berikut adalah contoh perhitungan T_i untuk timbunan zona 1:

$$T_i = 39,04 \text{ m} - 30 \text{ m}$$

$$= 9,04 \text{ m}$$

- Menghitung jumlah lapisan *geotextile* yang dibutuhkan

Dengan Persamaan 2.38, untuk 1 m² tanah timbunan didapatkan:

$$M_{\text{geotextile}} = 12,058 \text{ kN} \times 9,04 \text{ m} \times 2 \text{ lapis}$$

$$= 218,008 \text{ kNm}$$

Kemudian, $M_{\text{geotextile}}$ dikumulatikan dengan lapisan di atasnya, sehingga $\Sigma M_{\text{geotextile}} > \Delta MR$. Untuk hasil perhitungan jumlah lapisan *geotextile* yang seluruhnya ditampilkan pada Lampiran 6.

- Menghitung tegangan geser *geotextile* dengan tanah timbunan (τ_1)

Dengan mengetahui tegangan geser *undrained* tanah timbunan (Cu_1) dan sudut geser tanah timbunan (θ_1), maka τ_1 dapat dihitung dengan Persamaan 2.34.

$$Cu_1 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v = 18 \text{ kN/m}^3 \times 7,2 \text{ m}$$

$$= 129,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \theta_1 = \tan(30^\circ)$$

$$= 0,577$$

maka:

$$\begin{aligned}
 \tau_1 &= C_{u1} + \sigma_v \cdot \tan \theta_1 \\
 &= 0 + (129,6 \text{ kN/m}^2 \times 0,577) \\
 &= 74,825 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Menghitung tegangan geser *geotextile* dengan tanah asli (τ_2)

Dengan mengetahui tegangan geser *undrained* tanah dasar (C_{u2}) dan sudut geser tanah dasar (θ_2), maka τ_2 dapat dihitung dengan Persamaan 2.34.

$$\begin{aligned}
 C_{u2} &= \text{Tegangan geser tanah asli peningkatan 6 minggu} \\
 &= 10,8 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_v &= \gamma_{\text{timb}} \times H \\
 &= 18 \text{ kN/m}^3 \times 7,2 \text{ m} \\
 &= 129,6 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tan \theta_2 &= \tan(3^\circ) \\
 &= 0,05
 \end{aligned}$$

maka:

$$\begin{aligned}
 \tau_2 &= C_{u2} + \sigma_v \cdot \tan \theta_2 \\
 &= 10,8 + (129,6 \text{ kN/m}^2 \times 0,05) \\
 &= 17,592 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Menghitung panjang *geotextile* di belakang bidang longsor (L_e)

Panjang *geotextile* di belakang bidang longsor dicari menggunakan Persamaan 2.37:

sehingga:

$$\begin{aligned}
 L_e &= (12,058 \text{ kN} \times 1,4) / [(129,6 \text{ kN/m}^2 + 17,592 \text{ kN/m}^2) \times 0,8] \\
 &= 0,228 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Menghitung Panjang *Geotextile* di Depan Bidang Longsor (L_r)

Panjang *Geotextile* di Depan Bidang Longsor (L_r) ditentukan menggunakan program bantu AutoCAD untuk mempermudah perhitungan.

- Menghitung Panjang Lipatan *Geotextile* (L_o)

Panjang minimal lipatan *geotextile* yaitu sepanjang 1 meter.

Berikut contoh perhitungan panjang lipatan *geotextile* (L_o):

$$\begin{aligned}
 L_o &= (12,058 \text{ kN} \times 1,4) / 2 [(129,6 \text{ kN/m}^2 + 17,592 \text{ kN/m}^2) \times 0,8] \\
 &= 0,114 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka L_o pakai = 1 meter.

Dengan cara yang sama seperti di atas, maka perhitungan panjang *geotextile* untuk zona 2 dapat dihitung. Rekapitulasi jumlah kebutuhan *geotextile* zona 1 dapat dilihat pada Tabel 5.10 dan untuk zona 2 dapat dilihat pada Tabel 5.11. Hasil perhitungan panjang *geotextile* untuk timbunan zona 1 pada Tabel 5.17 dan untuk zona 2 dapat dilihat pada Lampiran 6. Sketsa pemasangan *geotextile* untuk Zona 1 dan Zona 2 dapat dilihat pada Gambar 5.12.

Tabel 5.10 Hasil Perhitungan Jumlah Kebutuhan *Geotextile* pada Zona 1

Hasil xstabl					Perhitungan			
No	Keterangan	SF xstabl	MR	MD	SF rencana	MR rencana	Δ MR	Jumlah Geotextile
			(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	Lapis
1	Cu 8 minggu	1.03	12590	12223.301	1.4	17112.621	4522.621	37
2		0.953	9393	9856.243	1.4	13798.741	4405.741	36
3		0.91	6917	7601.099	1.4	10641.538	3724.538	49
4		0.915	6404	6998.907	1.4	9798.470	3394.470	48

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.11 Hasil Perhitungan Jumlah Kebutuhan *Geotextile* pada Zona 2

Hasil xstabl					Perhitungan			
No	Keterangan	SF xstabl	MR	MD	SF rencana	MR rencana	Δ MR	Jumlah Geotextile
			(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	Lapis
1	Cu 8 minggu	1.135	10600	9339.20705	1.4	13074.890	2474.890	20
2		1.027	7569	7370.00974	1.4	10318.014	2749.014	30
3		0.971	5455	5617.91967	1.4	7865.088	2410.088	34
4		0.97	5020	5175.25773	1.4	7245.361	2225.361	34

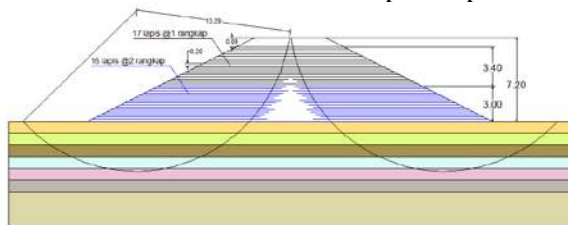
(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.12 Hasil Perhitungan Panjang *Geotextile* pada Zona 1

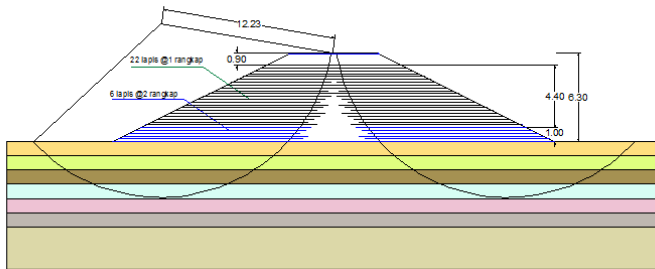
No	Hi = (H-Z)	Ti	σv	τ1	τ2	Le	Lo	Lo (pakai)	Lr	L total	L total x rangkap
	m	m	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	m	m	m	m	m
1	7.20	9.04	129.6	74.825	17.592	0.228	0.114	1	13.93	16.00	32
2	7.00	8.84	126	72.746	17.746	0.145	0.073	1	13.71	16.00	32
3	6.80	8.64	122.4	70.668	17.668	0.149	0.075	1	13.49	15.00	30
4	6.60	8.44	118.8	68.589	17.589	0.154	0.077	1	13.26	15.00	30
5	6.40	8.24	115.2	66.511	17.511	0.159	0.079	1	13.02	15.00	30
6	6.20	8.04	111.6	64.432	17.432	0.164	0.082	1	12.77	15.00	30
7	6.00	7.84	108	62.354	17.354	0.169	0.085	1	12.52	14.00	28
8	5.80	7.64	104.4	60.275	17.275	0.175	0.088	1	12.26	14.00	28
9	5.60	7.44	100.8	58.197	17.197	0.181	0.091	1	12	14.00	28
10	5.40	7.24	97.2	56.118	17.118	0.188	0.094	1	11.73	14.00	28
11	5.20	7.04	93.6	54.040	17.040	0.195	0.098	1	11.46	13.00	26
12	5.00	6.84	90	51.962	16.962	0.203	0.102	1	11.18	13.00	26
13	4.80	6.64	86.4	49.883	16.883	0.212	0.106	1	10.9	13.00	26
14	4.60	6.44	82.8	47.805	16.805	0.221	0.110	1	10.62	13.00	26
15	4.40	6.24	79.2	45.726	16.726	0.231	0.115	1	10.32	12.00	24
16	4.20	6.04	75.6	43.648	16.648	0.242	0.121	1	10.03	12.00	24
17	4.00	5.84	72	41.569	16.569	0.254	0.127	1	9.73	12.00	24
18	3.80	5.64	68.4	39.491	16.491	0.267	0.134	1	9.42	11.00	22
19	3.60	5.44	64.8	37.412	16.412	0.282	0.141	1	9.12	11.00	22
20	3.40	5.24	61.2	35.334	16.334	0.299	0.149	1	8.8	11.00	22
21	3.20	5.04	57.6	33.255	16.255	0.317	0.159	1	8.49	11.00	22
22	3.00	4.84	54	31.177	16.177	0.338	0.169	1	8.17	10.00	20
23	2.80	4.64	50.4	29.098	16.098	0.363	0.181	1	7.84	10.00	20
24	2.60	4.44	46.8	27.020	16.020	0.390	0.195	1	7.52	10.00	20
25	2.40	4.24	43.2	24.942	15.942	0.423	0.212	1	7.19	9.00	18
26	2.20	4.04	39.6	22.863	15.863	0.461	0.231	1	6.85	9.00	18
27	2.00	3.84	36	20.785	15.785	0.508	0.254	1	6.51	9.00	18
28	1.80	3.64	32.4	18.706	15.706	0.564	0.282	1	6.17	8.00	16
29	1.60	3.44	28.8	16.628	15.628	0.635	0.317	1	5.83	8.00	16
30	1.40	3.24	25.2	14.549	15.549	0.725	0.363	1	5.48	8.00	16
31	1.20	3.04	21.6	12.471	15.471	0.846	0.423	1	5.13	8.00	16
32	1.00	2.84	18	10.392	15.392	1.015	0.508	1	4.77	7.00	14
33	0.80	2.64	14.4	8.314	15.314	1.269	0.635	1	4.42	7.00	14

(Sumber: Hasil Analisis)

Untuk L total per lapisan jika L total dua sisi melebihi dari lebar timbunan di lapisan tersebut maka pemasangan *geotextile* dilanjutkan selebar timbunan pada lapisan tersebut. Perhitungan *geotextile* untuk zona 1 dan zona 2 ditampilkan pada Lampiran 6.



(a)



(b)

Gambar 5.12 Sketsa Pemasangan *Geotextile* (a)Zona 1,(b) Zona 2

5.4 Alternatif Perencanaan Kombinasi *Geogrid* dan *Multiblocks* sebagai Perkuatan Timbunan Arah Melintang

Pada Alternatif perkuatan timbunan arah melintang menggunakan kombinasi *geogrid* dan *multiblocks* ini direncanakan timbunan tegak dengan lebar 6 meter untuk zona 1 maupun zona 2. Karena timbunan merupakan timbunan tegak maka diperlukan adanya perkuatan sejak awal penimbunan. Dalam pelaksanaannya, penimbunan dilakukan secara bertahap sehingga perlu dihitung peningkatan C_u akibat pentahapan tersebut, serta diperlukan adanya pengecekan apakah dengan peningkatan C_u pada minggu tertentu dapat menahan timbunan pada tahapan di minggu tersebut. Nilai C_u nantinya digunakan untuk mengecek apakah kontrol daya dukung tanah dasar terpenuhi.

5.4.1 Perhitungan peningkatan kohesi *undrained* (C_u)

Seperti halnya pada sub bab 5.3.2, dilakukan percobaan dengan menggunakan program *geoslope* untuk mencari tau pada ketinggian timbunan berapa tanah dasar mulai longsor dengan peningkatan nilai C_u akibat timbunan bertahap. Berdasarkan percobaan didapatkan bahwa tanah longsor ketika tanah dasar diberi timbunan setinggi 4,8 m dengan peningkatan C_u di minggu ke-12. Hasil perhitungan peningkatan C_u di minggu ke 12 dapat

dilihat pada Tabel 5.13. Nilai C_u nantinya digunakan untuk mengecek apakah kontrol daya dukung tanah dasar terpenuhi dan untuk merencanakan perkuatan tambahan jika daya dukung tetap tidak memenuhi.

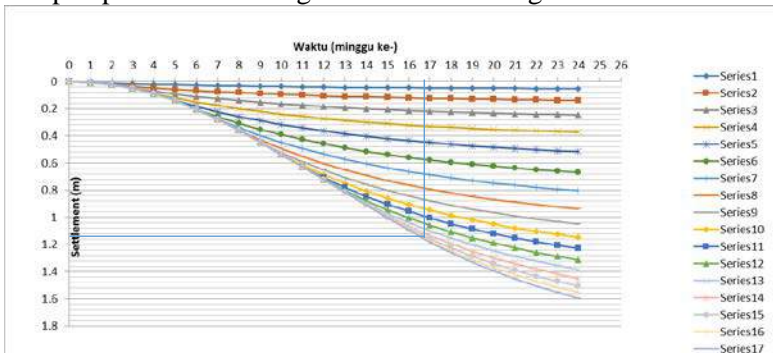
Tabel 5.13 Hasil Perhitungan Peningkatan C_u minggu ke-12

$\Sigma \sigma_p$ kg/cm ²	Kedalaman (m)			PI %	Cu lama kg/cm ²	Cu baru (Ardana & Mochtar) kg/cm ²
0.371	0	-	1	37.282	0.108	0.122
0.419	1	-	2	37.282	0.108	0.128
0.449	2	-	3	37.282	0.108	0.132
0.484	3	-	4	34.553	0.104	0.139
0.517	4	-	5	34.553	0.104	0.143
0.557	5	-	6	34.553	0.104	0.148
0.603	6	-	7	34.938	0.371	0.154
0.653	7	-	8	34.938	0.371	0.161
0.709	8	-	9	34.938	0.371	0.168
0.761	9	-	10	38.059	0.292	0.172

(Sumber: Hasil Analisis)

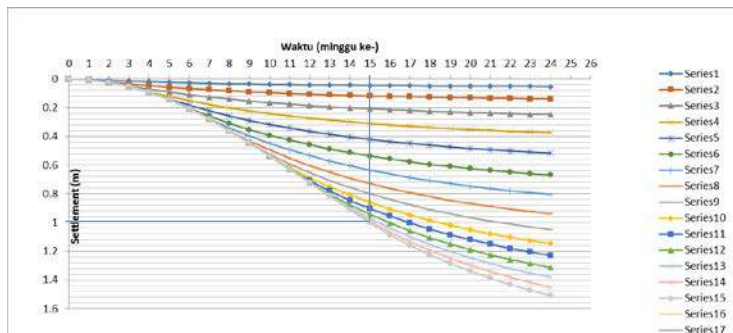
5.4.2 Pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap

Pemampatan akibat penimbunan bertahap dihitung dengan Persamaan 2.16, Persamaan 2.17, dan Persamaan 2.18 yang selanjutnya didapatkan gambar grafik hubungan antara waktu atau tahapan penimbunan dengan *Settlement* sebagai berikut :



Gambar 5.13 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 1 (Alternatif 2).

(Sumber: Hasil Analisis)



Gambar 5.14 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 2 (Alternatif 2).

(Sumber: Hasil Analisis)

Berdasarkan Gambar 5.13 dan Gambar 5.14 didapatkan waktu yang diperlukan untuk menyelesaikan pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap zona 1 adalah 17 minggu dan untuk zona 2 adalah 15 minggu. Hasil Perhitungan *settlement* akibat timbunan bertahap tiap lapisan pada zona 1 dan zona 2 dapat dilihat pada Lampiran 7.

5.4.3 Perencanaan *multiblocks* dan *geogrid*

Perhitungan *geogrid* sebagai dinding penahan tanah dapat dihitung menggunakan prinsip *geotextile* sebagai dinding penahan tanah. Penentuan jarak antar *geogrid* mengacu pada tinggi 1 unit block yaitu 0,2 m sehingga jarak antar *geogrid* harus berjarak kelipatan 0,2 m. Berikut contoh perhitungan perencanaan *geogrid* pada zona 1:

1. Perhitungan kuat tarik ijin menggunakan Persamaan 2.36

Geogrid : $T_{ult} = 59,17 \text{ kN/m}$

$$T_{allow} = \frac{59,17}{1,5 \times 2 \times 1 \times 1}$$

$$T_{allow} = 19,72 \text{ kN/m}$$

Geotextile : $T_{ult} = 52 \text{ kN/m}$

$$T_{allow} = \frac{52}{1,5 \times 2 \times 1 \times 1}$$

$$T_{allow} = 17,33 \text{ kN/m}$$

2. Perhitungan tekanan tanah *horizontal* menggunakan Persamaan 2.40

Tekanan tanah *horizontal* dihitung akibat dari berat tanah sendiri setinggi $H_{initial}$, sehingga tidak perlu dihitung tekanan tanah akibat beban *traffic* karena beban *traffic* sudah dikonversi ke tinggi timbunan dan sudah termasuk di dalam $h_{initial}$ timbunan. Berikut contoh perhitungan tekanan tanah horizontal pada zona 1:

$$Ka = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) \text{ (Persamaan 2.41)}$$

$$Ka = 0.333$$

$$\sigma_{hs} = \gamma_{timb} \times z \times Ka$$

$$\sigma_{hs} = 1,8 \times z \times 0,333$$

$$\sigma_{hs} = 0,6 \text{ zi t/m}^2$$

$$\sigma_{htot} = \sigma_{hs}$$

3. Perhitungan jarak antar *geogrid* (S_v) menggunakan Persamaan 2.48

Pada $z = 6,8 \text{ m}$ diperoleh:

$$17,33$$

$$S_v = \frac{17,33}{1,4 \times (0,6 \times 6,8) \times 1}$$

$$S_v = 0,3 \text{ m}$$

Hasil perhitungan S_v disajikan pada Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Perhitungan Jarak Antar *Geogrid* (Zona 1)

No	z (m)	γ (t/m ³)	σ_{hs} (t/m ²)	σ_{htot} (t/m ²)	Tall (t/m)	SF	S_v (m)	S_v pakai (m)	Keterangan
1	6.8	1.8	4.08	4.08	1.733	1.4	0.303	0.2	Z = 6-6.8 m pakai
2	6.4	1.8	3.84	3.84	1.733	1.4	0.322	0.2	geotextile $S_v = 0.2$
3	6	1.8	3.6	3.6	1.733	1.4	0.344	0.2	m (5 lapis)
4	5.6	1.8	3.36	3.36	1.972	1.4	0.419	0.4	Z = 3.2-6 m pakai geogrid $S_v = 0.4 \text{ m}$ (7 lapis)
5	5.2	1.8	3.12	3.12	1.972	1.4	0.452	0.4	
6	4.8	1.8	2.88	2.88	1.972	1.4	0.489	0.4	
7	4.4	1.8	2.64	2.64	1.972	1.4	0.534	0.4	
8	4	1.8	2.4	2.4	1.972	1.4	0.587	0.4	
9	3.6	1.8	2.16	2.16	1.972	1.4	0.652	0.4	
10	3.2	1.8	1.92	1.92	1.972	1.4	0.734	0.4	
11	2.8	1.8	1.68	1.68	1.972	1.4	0.839	0.8	Z = 0-3.2 m pakai geogrid $S_v = 0.8 \text{ m}$ (3 lapis)
12	2.4	1.8	1.44	1.44	1.972	1.4	0.978	0.8	
13	2	1.8	1.2	1.2	1.972	1.4	1.174	0.8	
14	1.6	1.8	0.96	0.96	1.972	1.4	1.468	0.8	
15	1.2	1.8	0.72	0.72	1.972	1.4	1.957	0.8	
16	0.8	2.8	0.75	0.74667	1.972	1.4	1.887	0.8	

*catatan: $z_1 = 6,8 \text{ m}$ merupakan dasar timbunan

(Sumber: Hasil Analisis)

Jarak antar *geogrid* sebagai perkuatan seperti pada perhitungan di atas. Namun, setiap jarak 0,2 meter harus diberi *geogrid* sebagai pengait *multiblocks* dengan panjang minimal 1 meter. Untuk tanah timbunan kedalaman 6,8 m sampai 6 m direncanakan memakai *geotextile* karena pada kedalaman tersebut tanah timbunan akan turun dan tenggelam dalam tanah asli, sehingga dengan penggunaan *geotextile* dapat menekan biaya penggunaan *multiblocks*.

4. Perhitungan panjang *geogrid* di belakang bidang longsor (L_e) menggunakan Persamaan 2.51. Perhitungan L_e dilakukan tiap lapisan (Tabel 5.19) dan disamakan per layer yang sudah ditetapkan sebelumnya. Berikut contoh perhitungan L_e :

Pada $z = 6,8$ m dan $S_v = 0.2$ m dengan $SF = 1,4$ diperoleh:

$$L_e = \frac{0,2 \times 4,08 \times 1,4}{2(0 + (1,8 \times 6,8) \times \tan 25^\circ)}$$

$$L_e = 0,1001$$

Dipakai $L_e \text{ min} = 1$ meter

5. Perhitungan panjang *geogrid* di depan bidang longsor (L_R) Sama halnya dengan L_e , perhitungan L_R dilakukan tiap lapisan menggunakan Persamaan 2.50, misalnya pada $z = 11,45$ m dan diperoleh:

$$L_R = (6,8 - 6,8) \times \tan \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right)$$

$$L_R = 0 \text{ m}$$

6. Perhitungan panjang lipatan *geogrid* (L_o) menggunakan Persamaan 2.52. Berikut contoh perhitungan L_o :

Pada $z = 6,8$ m dan $S_v = 0.2$ m dengan $SF = 1,4$

$$L_o = \frac{0,2 \times 4,08 \times 1,4}{4(0 + (1,8 \times 6,8) \times \tan 25^\circ)}$$

$$L_o = 0,05 \text{ m}$$

Dipakai $L_o \text{ min} = 1$ meter

7. Panjang total *geogrid*

$$L_{\text{total}} = L_e + L_R$$

Untuk panjang total *geotextile* per lapis

$$L_{total} = L_e + L_R + L_o + S_v$$

Hasil perhitungan Panjang total *geogrid* (Zona 1) disajikan pada Tabel 5.15.

Tabel 5.15 Hasil Perhitungan Panjang *Geogrid* (Zona 1)

No	z (m)	Sv pakai (m)	$\sigma_{h\ tot}$ (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	Le (m)	Le pakai (m)	Lr (m)	Lo (m)	Lo min (m)	L total (m)	L pakai (m)
1	0.8	0.8	0.74667	2.24	0.4003	1	3.464	0.200	1	5.464	6
2	1.2	0.8	0.72	2.16	0.4003	1	3.233	0.200	1	5.233162	6
3	1.6	0.8	0.96	2.88	0.4003	1	3.002	0.200	1	5.002221	6
4	2	0.8	0.96	2.88	0.4003	1	2.771	0.200	1	4.771281	6
5	2.4	0.8	1.44	4.32	0.4003	1	2.540	0.200	1	4.540341	6
6	2.8	0.8	1.68	5.04	0.4003	1	2.309	0.200	1	4.309401	6
7	3.2	0.4	1.92	5.76	0.2002	1	2.078	0.100	1	4.078461	5
8	3.6	0.4	2.16	6.48	0.2002	1	1.848	0.100	1	3.847521	5
9	4	0.4	2.4	7.2	0.2002	1	1.617	0.100	1	3.616581	5
10	4.4	0.4	2.64	7.92	0.2002	1	1.386	0.100	1	3.385641	5
11	4.8	0.4	2.88	8.64	0.2002	1	1.155	0.100	1	3.154701	5
12	5.2	0.4	3.12	9.36	0.2002	1	0.924	0.100	1	2.92376	5
13	5.6	0.4	3.36	10.08	0.2002	1	0.693	0.100	1	2.69282	5
14	6	0.2	3.6	10.8	0.1001	1	0.462	0.050	1	2.66188	3
15	6.4	0.2	3.84	11.52	0.1001	1	0.231	0.050	1	2.43094	3
16	6.8	0.2	4.08	12.24	0.1001	1	0	0.050	1	2	3

(Sumber: Hasil Analisis)

8. Kontrol stabilitas *geogrid* sebagai perkuatan

Pada perencanaan *geogrid* tanah dasar yang lunak sudah diberi perkuatan *micropile*, oleh karenanya kontrol stabilitas yang dihitung yaitu kontrol guling, geser, dan *overall stability*.

a. Kontrol Guling (menggunakan Persamaan 2.57)

$$c\ timb = 0\ t/m^2$$

$$\delta = 25^\circ \text{ (Tabel 2.7)}$$

$$H = 6,8\ \text{meter}$$

Gaya-gaya pada dinding penahan:

Tabel 5.16 Hasil Perhitungan Tekanan Tanah (Zona 1)

Tekanan Tanah		
σ_v	12.24	t/m ²
σ_h	4.08	t/m ²
P1 (0.4 m)	5.5488	t
P1 cos δ	5.02892	t
P1 sin δ	2.34502	t
R1	2.26667	m

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.17 Hasil Perhitungan Beban Tanah pada *Geogrid* (Zona1)

Beban tanah (per 0.4 m)					
w1	12.096	t	x1	3	m
w2	10.368	t	x2	2.5	m
w3	10.368	t	x3	1.5	m

(Sumber: Hasil Analisis)

$$\begin{aligned}
 w_1 &= \text{berat tanah pada geogrid panjang 6 m} \\
 &= \gamma_{\text{timb}} \times 2.8 \times 6 \times 0.4 \\
 &= 12,096 \text{ t} \\
 x_1 &= \frac{1}{2} \times 6 = 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.18 Hasil Perhitungan Beban Multiblocks (Zona 1)

Beban Multiblocks					
W multiblock	=	γ_{beton}	H	t	p
	=	2.4	5.8	0.205	0.4
	=	1.14144	t		

(Sumber: Hasil Analisis)

Momen dorong terdiri dari:

Tabel 5.19 Perhitungan Momen Dorong (Zona 1)

Momen dorong ($P \cos \delta \times R$)		
$P1 \cos \delta \times R1$	11.399	tm
M_D	11.399	tm

(Sumber: Hasil Analisis)

Momen penahan terdiri dari:

Tabel 5.20 Perhitungan Momen Penahan (Zona 1)

Momen penahan ($(P \sin \delta \times x) + w \times x$)		
$P1 \sin \delta \times x$	7.035	tm
$w1 \times x1$	36.288	tm
$w2 \times x2$	25.92	tm
$w3 \times x3$	15.552	tm
$Wm \times 1/2t$	0.1169976	tm
M_p	84.912	tm

(Sumber: Hasil Analisis)

$$\begin{aligned}
 \text{Angka Keamanan, } SF &= M_p/M_D \\
 &= 84,912/11,399 \\
 &= 7,5 > SF = 3 \text{ "OK"}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kekuatan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid* untuk zona 2 ditampilkan pada Lampiran 8.

b. Kontrol Geser (Persamaan 2.54)

Gaya penahan terdiri dari:

Tabel 5.21 Perhitungan Gaya Penahan

Gaya Penahan ($P \sin \delta + w$)		
P1 $\sin \delta$	2.345	t
w1	12.096	t
w2	10.368	t
w3	10.368	t
w _m	1.14144	t
P_p	36.318	t

(Sumber: Hasil Analisis)

Gaya pendorong terdiri dari:

Tabel 5.22 Perhitungan Gaya Pendorong

Gaya Pendorong ($P \cos \delta$)		
P1 $\cos \delta$	5.029	t
P_D	5.029	t

(Sumber: Hasil Analisis)

Angka keamanan terhadap geser:

$$SF = \frac{c \times B \times 0,4 + (\sum wi + P \sin \delta) \tan \phi}{P \cos \delta}$$

B = lebar *geotextile* yang bersentuhan dengan tanah

$$SF = \frac{1,22 \times 3 + (36,318) \times \tan 3}{5,029}$$

$$SF = 0,67 < 1,5$$

Geogrid diperpanjang sampai diperoleh $SF > 1,5$. Setelah dihitung dibutuhkan panjang 10 meter agar $SF > 1,5$. Karena lebar timbunan hanya 6 meter maka panjang *geogrid* diteruskan sepanjang lebar timbunan yaitu 6 meter tiap lapisnya.

c. Kontrol Daya Dukung (Persamaan 2.58)

$$\phi = 3^\circ$$

$$N_c = 5,96 \text{ (interpolasi dari Tabel 2.8)}$$

$$N_q = 1,36$$

$$N_\gamma = 0,06$$

$$C_u = 1.22 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma \text{ tanah dasar} = 1,637 \text{ t/m}^3$$

$$q_{ult} = 0,5 \gamma B N_\gamma + (\gamma \cdot D + q_0) N_q + c \cdot N_c \\ = 7,76 \text{ t/m}^2$$

$$q_{act} = \gamma \cdot H + c \text{ timb} = 12,24 \text{ t/m}^2$$

$$SF = q_{ult} / q_{act} = 0,634 < 1,5 \rightarrow \text{perlu cerucuk}$$

Perhitungan cerucuk akan dijelaskan pada sub bab berikutnya. Rekapitulasi Kebutuhan *geogrid*, *multiblocks*, dan *geotextile* zona 1 ditampilkan pada Tabel 5.23 dan untuk zona 2 ditampilkan pada Tabel 5.24. Perhitungan perkuatan timbunan menggunakan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid* ditampilkan pada Lampiran 8. Sketsa pemasangan *multiblock* dan *geogrid* ditampilkan pada Gambar 5.15.

Tabel 5.23 Rekapitulasi Kebutuhan *Geogrid*, *Multiblocks*, Dan *Geotextile* (Zona 1)

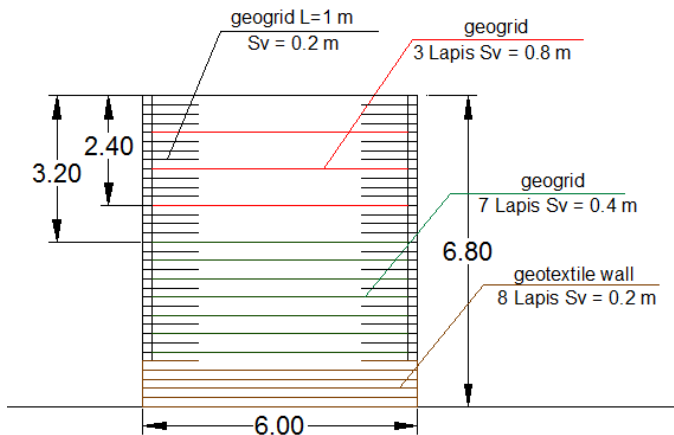
Zona 1		
Jumlah geotextile	5	lapis
panjang geotextile per lapis	8.4	m
Luas Kebutuhan Geotextile	1008	m ²
Jumlah geogrid sebagai perkuatan	10	lapis
Luas Kebutuhan Geogrid sebagai perkuatan	1440	m ²
Jumlah geogrid sebagai pengait multiblocks	18	Lapis
Jumlah Kebutuhan Geogrid sebagai pengait (2 sisi)	36	m
	216	m ²
Total kebutuhan geogrid	1656	m ²
tinggi multiblock	5.8	m

(Sumber: Hasil Analisis)

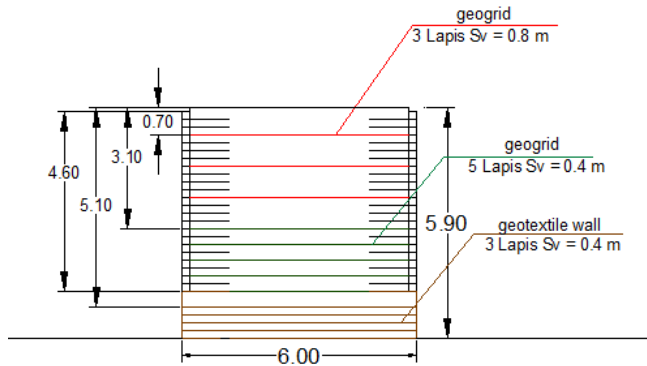
Tabel 5.24 Rekapitulasi Kebutuhan *Geogrid*, *Multiblocks*, Dan *Geotextile* (Zona 2)

Zona 2		
Jumlah geotextile	5	lapis
Panjang geotextile per lapis	8.4	m
Luas Kebutuhan Geotextile	42000	m ²
Jumlah geogrid sebagai perkuatan	8	lapis
Jumlah Kebutuhan Geogrid sebagai perkuatan	48000	m ²
Jumlah lapis sebagai pengait multiblocks (1 sisi)	15	Lapis
Jumlah Kebutuhan Geogrid sebagai pengait (2 sisi)	30	lapis
	30000	m ²
Total Kebutuhan Geogrid	78000	m ²
tinggi multiblock	4.6	m

(Sumber: Hasil Analisis)



(a)



(b)

Gambar 5.15 Sketsa Pemasangan *Multiblock* dan *Geogrid* (a) Zona 1 (b) Zona 2

5.4.4 Perkuatan *micropile*/cerucuk untuk arah melintang

Pada alternatif perkuatan menggunakan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid* perlu tambahan perkuatan *micropile* untuk meningkatkan daya dukung tanah dasar. *Micropile* juga digunakan agar timbunan aman terhadap *overall stability*. Analisa kestabilan dilakukan menggunakan program bantu *Geoslope* untuk mendapatkan SF, momen *resisting*, jari-jari kelongsoran, serta koordinat kelongsoran dengan kondisi terkritis. Hasil percobaan *running* dapat dilihat pada Lampiran 8.

Dari beberapa percobaan *running*, didapatkan SF terkritis = 1,029. Pada perencanaan ini digunakan *micropile* persegi dengan ukuran 20 x 20 cm dengan mutu beton K-450. Perhitungan perencanaan *micropile* yang digunakan untuk perkuatan tanah adalah :

$$\begin{aligned} f_y &= \text{tegangan leleh tulangan} \\ &= 400 \text{ MPa} \\ f'_c &= \text{tegangan kekuatan beton} \\ &= 45 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

D = diameter tulangan memanjang *micropile*
= 16 mm

ϕ = diameter tulangan sengkang *micropile*
= 6 mm

d' = tebal selimut beton
= 40 mm

jumlah tulangan tarik = 2 buah

jumlah tulangan tekan = 2 buah

jarak pemasangan tulangan sengkang = 200 mm

$$\begin{aligned} \text{As tarik} &= 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) \\ &= 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \\ &= 402,124 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As tarik} &= 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) \\ &= 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \\ &= 402,124 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - d' - (1/2 \times D) - \phi \\ &= (20 \times 10) - 40 - (1/2 \times 16) - 6 = 146 \text{ mm} \end{aligned}$$

• Menghitung Momen *Ultimate Micropile* (Mu)

gaya tekan = gaya tarik

$$0,85 \times f'_c \times b \times a = \text{As tarik} \times f_y$$

$$a = \frac{402,124 \text{ mm}^2 \times 400}{0,85 \times 45 \text{ MPa} \times (20 \text{ cm} \times 10)}$$

$$a = 21,03 \text{ mm}$$

gaya tekan:

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times 45 \text{ MPa} \times (20 \text{ cm} \times 10) \times 21,03 \text{ mm} \\ &= 160849,5 \text{ N} \end{aligned}$$

Momen nominal (Mn):

$$\begin{aligned} \text{Mn} &= C \left(d - \frac{a}{2} \right) + \text{As}' \times f_y (d - d') \\ &= 160849,5 \times \left(40 - \frac{21,03 \text{ mm}}{2} \right) + 402,124 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ MPa} \times (146 \text{ mm} - 40) \\ &= 38843067 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen ultimate (M_u)

$$\begin{aligned} M_u &= \phi \times M_n \\ &= 0,8 \times 38843067 \text{ Nmm} \\ &= 31074454 \text{ Nmm} \\ &= 3,107 \text{ tm} \end{aligned}$$

Namun untuk zona 2 pada alternatif 2 digunakan *micropile* dengan kekuatan momen ultimate yang lebih rendah yaitu 2.107 tm. Spesifikasi dapat dilihat pada Tabel 5.25.

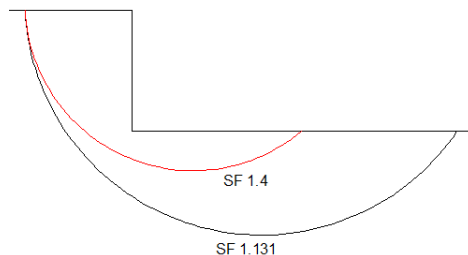
Tabel 5.25 Spesifikasi *Micropile* yang digunakan

Type	f'c	D tulangan	Ø sengkang	f _y	Dimensi	M _u
	Mpa	mm	mm	Mpa	cm	tm
segi empat	45	12	6	400	20	1.810
	45	13	6	400	20	2.107
	45	16	6	400	20	3.107

(Sumber: Hasil Analisis)

- Menghitung Panjang *micropile* (L)

Untuk menghitung panjang *micropile* yang digunakan perlu dicari kedalaman kelongsoran dengan SF sebesar SF rencana, yang ditampilkan pada Gambar 5.16.



Gambar 5.16 Kedalaman Kelongsoran SF Rencana (Zona 1)

Dari Gambar 5.16 dapat diketahui bahwa kedalaman kelongsoran SF rencana tidak lebih dari kedalaman kelongsoran SF minimum. Maka dari itu, dipakai kedalaman praktis 2-3 meter di bawah bidang longsor kritis. Untuk Panjang di atas bidang longsor dicari menggunakan program AutoCAD, didapatkan:

$$L_a \text{ (di atas bidang longsor) } = 3,65 \text{ meter}$$

Direncanakan panjang di bawah bidang longsor, $L_b = 2 \text{ meter}$

Maka di dapatkan panjang (L) cerucuk = $3,65 + 2 \approx 6$ meter.

- Menghitung Gaya Penahan (*Resisting*)

Faktor modulus tanah (f)

C_u = Tahanan geser tanah asli

C_u (pada garis longsor) = $0,148 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} q_u &= 2 \times C_u \\ &= 2 \times 0,148 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 0,296 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

dengan Grafik NAVFAC, DM-7, 1971 seperti yang ditampilkan pada Gambar 2.13, maka didapat:

$$f = 0,096 \text{ kg/cm}^3$$

Momen inersia (I)

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} b x h^3 \\ &= \frac{1}{12} x 20 x 20^3 \\ &= 13333,333 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Modulus Elastisitas (E)

$$E = 315285.5848 \text{ kg/cm}^2$$

Faktor Kekakuan Relatif (T) (Persamaan 2.61)

$$\begin{aligned} T &= (EI/f)^{1/5} \\ &= (315285.5848 \text{ kg/cm}^2 \times 13333,333 \text{ cm}^4 / 0,096 \text{ Kg/cm}^3)^{1/5} \\ &= 134,36 \text{ cm} \end{aligned}$$

Koefisien Momen Akibat Gaya Lateral (F_M)

$$L_b/T = 2 \times 100 / 134,36 = 1,5$$

$$Z = 0 \text{ m}$$

Berdasarkan Grafik NAVFAC, DM-7, 1971 seperti yang ditampilkan pada Gambar 2.14, maka didapat:

$$F_M = 1$$

- Menghitung Gaya Horizontal yang Mampu Dipikul 1 Buah *Micropile*

$$P_{\text{max 1 cerucuk}} = \frac{M_{p \text{ max 1 cerucuk}}}{F_M \times T} \times F_k \quad (\text{Persamaan 2.65})$$

$$M_{p \text{ max}} = M_u = 3,107 \text{ tm}$$

Faktor Koreksi (Fk) dihitung menggunakan Persamaan 2.66 dan Tabel 2.9.

$$X_t = L_b/D = 2 \text{ m} \times 100 / 20 = 10$$

$$Y_t = 0,65$$

$$X_D = D/T = 20/134,36 = 0,15$$

$$Y_D = 46,616 (X_D) - 3,582$$

$$= 46,616 (0,15) - 3,582$$

$$= 3,3 > Y_{D \max}, \text{ maka dipakai } Y_{D \max} = 2$$

$$\text{Spasi cerucuk direncanakan} = 5D = 5 \times 20 = 100 \text{ cm}$$

$$X_s = S/D = 100/20 = 5$$

$$Y_s = -0,057(X_s)^2 + 0,614 X_s - 0,658$$

$$= -0,057(5)^2 + 0,614 (5) - 0,658$$

$$= 0,987$$

X_n : jumlah cerucuk asumsi dimana nilainya konvergen jika n asumsi = n hitung (Persamaan 2.68)

$$X_n = 2$$

$$Y_n = -0,045 X_n + 1,051$$

$$= -0,045 (2) + 1,051$$

$$= 0,957$$

$$F_k = 2,3 \times Y_t \times Y_D \times Y_s \times Y_n$$

$$= 2,3 \times 0,65 \times 2 \times 0,987 \times 0,957$$

$$= 2,82$$

$$P_{\max 1 \text{ cerucuk}} = \frac{3,107}{1 \times \left(\frac{134,36}{100}\right)} \times 2,82$$

$$= 6,53 \text{ ton}$$

• Menghitung Jumlah *Micropile* yang Dibutuhkan

$$H_{\text{inisial}} = 6,8 \text{ m}$$

$$SF_{\min} = 1,131$$

$$MR_{\min} = 5489,2 \text{ kNm}$$

$$R_{(\text{jari-jari})} = 13,254 \text{ m}$$

$$SF_{\text{rencana}} = 1,4$$

$$M_{\text{dorong}} = MR_{\min} / SF_{\min}$$

$$= 5489,2 \text{ kNm} / 1,131$$

$$= 4853,404 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{(SF \text{ yang diinginkan} - SF \text{ yang ada}) \times MD}{P_{\max 1 \text{ cerucuk}} \times R} \text{ (Persamaan 2.68)}$$

$$= \frac{(1,4-1,131) \times 4853,404}{6,53 \times 13,254}$$

$$= 1,5 \text{ buah / meter tegak lurus gambar} \approx 2 \text{ buah/m}$$

(n asumsi konvergen dengan n hitung)

maka dipakai jumlah cerucuk per meter sebanyak 2 buah.

Rekapitulasi hasil perhitungan kebutuhan cerucuk untuk zona 1 ditampilkan pada Tabel 5.26 dan untuk zona 2 ditampilkan pada Tabel 5.27.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk
Zona 1

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk (1 sisi)	Kebutuhan cerucuk (2 sisi)	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.139	1218.428	20x20	2	4	1	3.6	2	6
2	1.259	403.9051	20x20	1	2	1	2.43	2	5
3	1.131	1305.566	20x20	2	4	1	3.65	2	6
4	1.179	862.4061	20x20	2	4	1	3.15	2	6

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.27 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk
Zona 2

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk (1 sisi)	Kebutuhan cerucuk (2 sisi)	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.204	854.5698	20x20	2	4	1	3.98	2	6
2	1.211	792.6763	20x20	2	4	1	3.89	2	6
3	1.285	271.6148	20x20	1	2	1	2.95	2	5
4	1.252	435.7016	20x20	2	4	1	3.47	2	6

(Sumber: Hasil Analisis)

Perhitungan percobaan kebutuhan cerucuk masing-masing SF ditampilkan pada Lampiran 8. Gambar pemasangan perkuatan kombinasi *multiblocks*, *geogrid*, dan cerucuk dapat dilihat pada Lampiran 11.

5.5 Perencanaan *Geotextile Wall* Arah Memanjang Jalan

Direncanakan *geotextile* sebagai dinding penahan pada timbunan ke arah sungai. *Geotextile* yang digunakan sama dengan *geotextile* sebagai perkuatan timbunan arah melintang yaitu tipe

UW-250. Konstruksi ini akan dipasang pada tanah yang sudah kuat yaitu tanah yang sudah diberi perkuatan *micropile*. Adapun perhitungan kebutuhan *geotextile wall* sama dengan perhitungan perkuatan *geogrid* pada Sub bab 5.4.1.

5.5.1 Perencanaan *geotextile wall*

Pada perencanaan perkuatan arah memanjang jalan direncanakan jarak antar *geotextile* kelipatan 0,2 m sama dengan pada perencanaan perkuatan arah melintang jalan. Hal ini dilakukan untuk memudahkan dalam pelaksanaan.

Geotextile wall direncanakan hanya berfungsi sebagai dinding penahan tanah, sedangkan untuk kontrol terhadap *overall stability* akan ditahan oleh *micropile*. Kebutuhan biaya akan lebih banyak jika *geotextile* difungsikan sebagai perkuatan karena panjang *geotextile* harus memotong bidang longsor serta untuk mencapai SF rencana juga masih diperlukan tambahan bantuan dari cerucuk. Berikut hasil perhitungan kebutuhan *geotextile wall*:

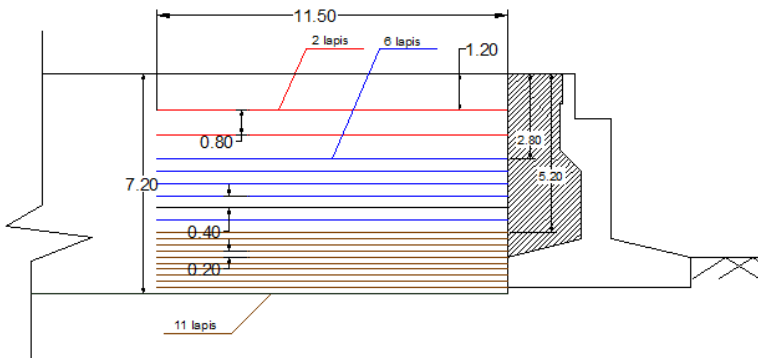
Pada alternatif 1:

Jumlah Lapis <i>geotextile</i>	= 19 lapis
Panjang tiap lapis	= 11,5 m
Total kebutuhan	= 1311 m ² .

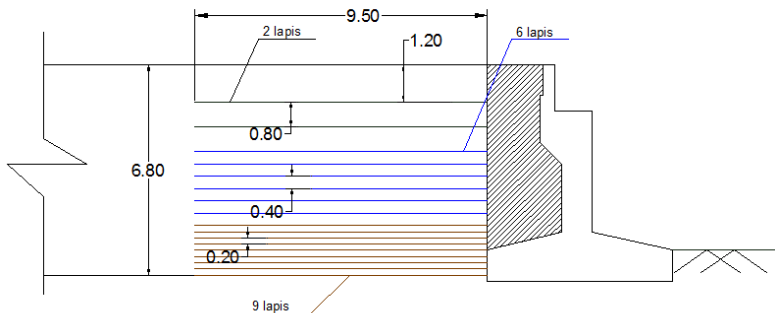
Pada alternatif 2:

Jumlah Lapis <i>geotextile</i>	= 17 lapis
Panjang tiap lapis	= 9,5 m
Total kebutuhan	= 969 m ² .

Hasil Perhitungan *geotextile wall* untuk alternatif 1 dan alternatif 2 dapat dilihat pada Lampiran 9. Sketsa pemasangan ditampilkan pada Gambar 5.17.



(a)



(b)

Gambar 5.17 Sketsa Pemasangan *Geotextile Wall* pada (a) Alternatif 1, (b) Alternatif 2

5.5.2 Perkuatan *micropile*/cerucuk untuk arah memanjang jalan

Perhitungan perkuatan *micropile* untuk arah memanjang sungai sama dengan perhitungan pada Sub bab 5.4.4. Hasil perhitungan kebutuhan *micropile* untuk arah memanjang jalan dapat dilihat pada Tabel 5.28 dan Tabel 5.29.

Tabel 5.28 Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk Arah Memanjang jalan (Alternatif 1)

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.868	4077.155	20x20	4	1	6.1	2.5	9
2	1.273	486.0618	20x20	1	1	4	2.5	7
3	0.907	5422.022	20x20	4	1	5.7	2.5	9
4	0.985	3755.771	20x20	3	3	4.8	2.5	8

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.29 Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk Arah Memanjang jalan (Alternatif 2)

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.029	3132.733	20x20	3	1	6	2.5	9
2	1.042	2505.588	20x20	3	1	5.9	2.5	9
3	1.348	192.5813	20x20	1	1	4	2.5	7
4	1.032	3332.468	20x20	3	1	5.9	2.5	9

(Sumber: Hasil Analisis)

Perhitungan kebutuhan cerucuk masing-masing SF ditampilkan pada Lampiran 9. Gambar perencanaan perkuatan arah memanjang jalan dengan *geotextile* dan cerucuk ditampilkan pada Lampiran 11.

5.6 Perencanaan Abutment dan Pondasi Abutment

5.6.1 Pembebanan abutment

Perencanaan beban yang bekerja pada sturktur bangunan bawah jembatan berdasarkan pada RSNI T-02-2005 dan SNI 2833-2008. Dimana beban yang bekerja di kombinasikan untuk menghasilkan nilai beban seperti kondisi kenyataannya.

5.6.1.1 Data perencanaan

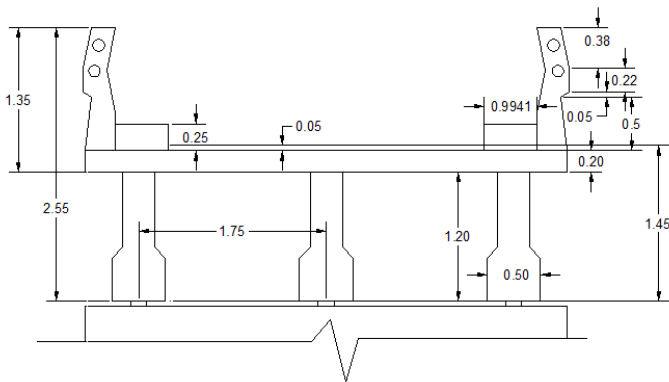
Panjang girder (L)	= 30 m
Lebar jalan (b)	= 4,5 m
Tebal plat lantai jembatan (t_s)	= 0.2 m
Tebal lapisan aspal + overlay (t_a)	= 0.05 m
Lebar abutment (B)	= 6 m

Tinggi abutment (ha) = 6,5 m

5.6.1.2 Aksi tetap

Aksi tetap pada *abutment* jembatan yaitu Berat Sendiri (MS) yang terdiri dari struktur atas dan struktur bawah, Berat Mati Tambahan (MA), dan Tekanan Tanah (TA).

a. Berat struktur atas



Gambar 5.18 Gambar Struktur Atas

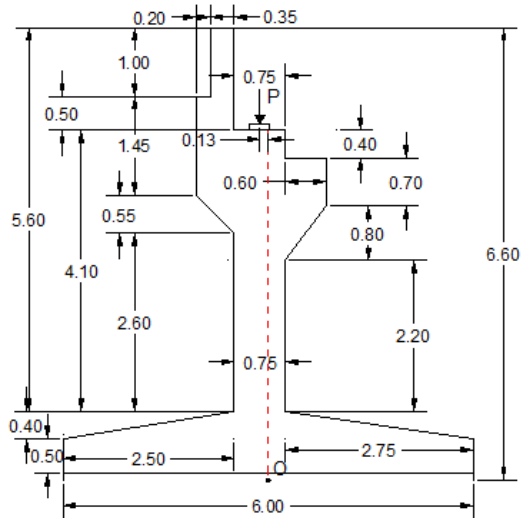
Tabel 5.30 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas

Beban	Luas penampang		Panjang	Banyak	Berat jenis	Berat
	Lebar	Tinggi				
	(m2)		(m)	(buah)	kN/m3	(kN)
Girder jembatan	0.450		30	3	24	972
Slab beton	0.893		30	1	24	642.683
tiang beton	0.271		0.22	32	24	45.8194176
trottoar + kerb	0.12425		30	2	24	178.92
Diafragma	0.3	0.6	4.5	7	24	136.08
Lapisan permukaan beraspal	4.50	0.05	30	1	22	148.5
$W_{MS} \text{ (kN)} =$					2124.002218	
$P_{MS} \text{ (kN)} =$					1062.001109	
$e \text{ (m)} =$					-0.13	
$M_{MS} \text{ (kNm)} =$					-138.0601441	

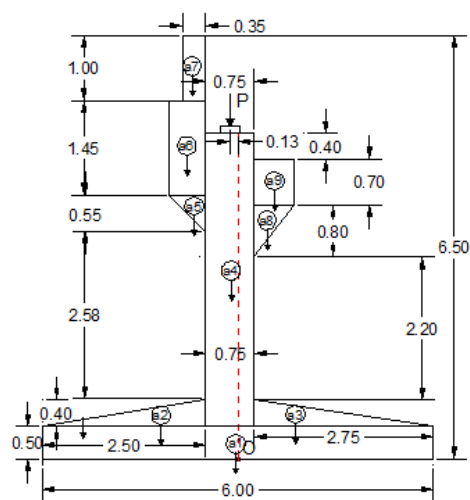
(Sumber: Hasil Analisis)

b. Berat struktur bawah

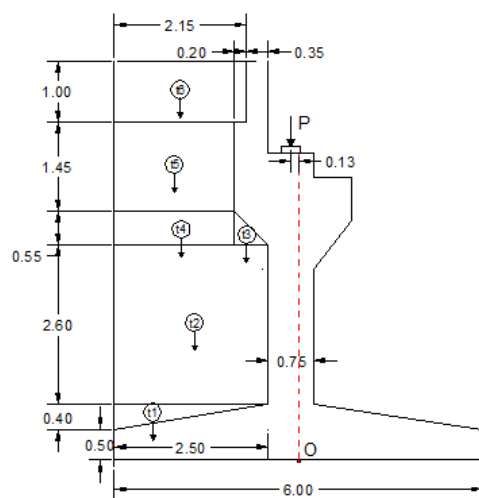
Abutment yang akan direncanakan memiliki ukuran tinggi total 7 m dan lebar total sebesar 6 m. untuk gambar lebih detail dapat dilihat pada Gambar 5.19 dan Gambar 5.20.



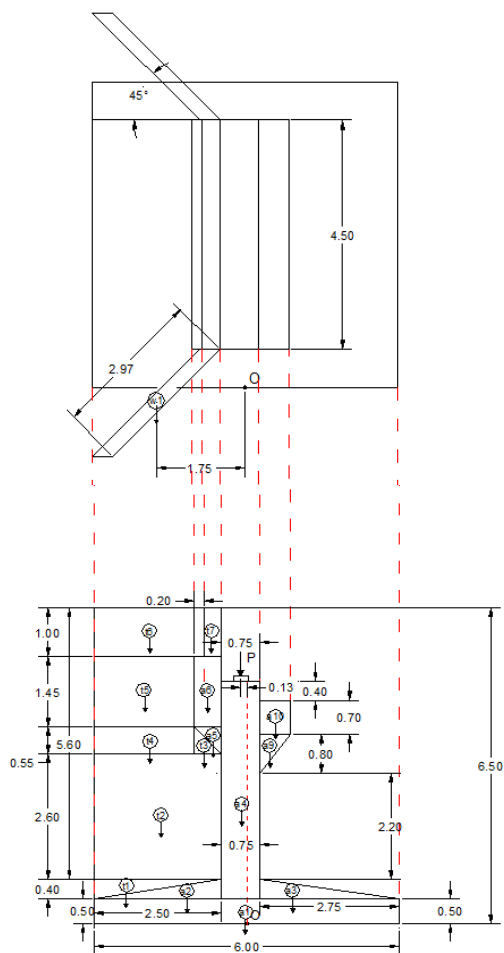
Gambar 5.19 Perencanaan Awal *Abutment*



(a)



(b)



(c)

Gambar 5.20 Berat Struktur Bawah (a) Berat *Abutment* (b) Berat Tanah di atas *Abutment* (c) Berat *Wingwall*

Tebal dinding wing wall (t_w) = 0.4 m

Tabel 5.31 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah

Kode	Lebar	Tinggi	Panjang /tebal	shape	Berat Jenis	Berat	Lengan	Arah Momen	Momen
	(m)	(m)	(m)		(kN/m3)	(kN)	(m)		(kNm)
Abutment									
a1	6	0.5	6	1	24	432	0.000	1	0
a2	2.5	0.4	4.5	0.5	24	54	1.333	-1	-72
a3	2.75	0.4	4.5	0.5	24	59.4	1.167	1	69.3
a4	0.75	4.5	4.5	1	24	364.5	0.125	-1	-45.5625
a5	0.55	0.55	4.5	0.5	24	16.335	0.683	-1	-11.1623
a6	0.55	1.45	4.5	1	24	86.13	0.775	-1	-66.7508
a7	0.3	1	4.5	1	24	32.4	0.650	-1	-21.06
a8	0.6	0.8	4.5	0.5	24	25.92	0.600	1	15.552
a9	0.6	0.7	4.5	1	24	45.36	0.700	1	31.752
Wingwall									
w1	2.97	6	0.8	1	24	342.144	1.75	-1	-598.752
Tanah									
t1	2.5	0.4	4.5	0.5	18	40.5	2.267	-1	-91.8
t2	2.5	2.6	4.5	1	18	526.5	1.850	-1	-974.025
t3	0.55	0.55	4.5	0.5	18	12.25125	0.967	-1	-11.8429
t4	1.95	0.55	4.5	1	18	86.8725	2.325	-1	-201.979
t5	1.95	1.45	4.5	1	18	229.0275	2.325	-1	-532.489
t6	2.15	1	4.5	1	18	174.15	1.925	-1	-335.239
					P _{MS}	2527.49025		M _{MS}	-2846.06

(Sumber: Hasil Analisis)

Berat total akibat berat sendiri ditampilkan pada Tabel 5.32.

Tabel 5.32 Total Berat Sendiri

Beban sendiri	P _{MS}	M _{MS}
	kN	kNm
Struktur atas	1062.001	-138.060
Struktur bawah	2527.49	-2846.058
Total	3589.491	-2984.118

(Sumber: Hasil Analisis)

c. Berat mati tambahan (MA)

Hasil perhitungan berat mati tambahan pada struktur atas dapat dilihat pada Tabel 5.33.

Tabel 5.33 Berat Mati Tambahan

Jenis Beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	γ (kN/m ³)	Berat (kN)
Lapisan aspal + overlay	0.05	4.5	30	1	22	148.5
Railing, light, dll.			30	2	0.5	30
Instalasi ME			30	2	0.1	6
Air Hujan	0.05	4.5	30	1	9.8	66.15
W_{MA}						250.65
P_{MA}						125.325
e						-0.13
M_{MA}						-16.29225

(Sumber: Hasil Analisis)

d. Tekanan tanah (TA)

Seperti pada sub bab 5.5 telah dijelaskan bahwa tekanan tanah di belakang *abutment* direncanakan ditahan oleh *geotextile wall* dan cerucuk. Maka dari itu tekanan tanah tidak diperhitungkan dalam perencanaan *abutment* dan pondasi *abutment*.

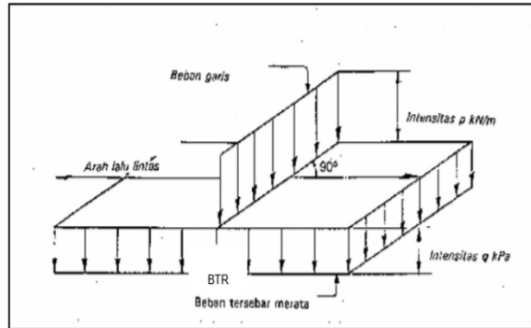
5.6.1.3 Aksi lalu lintas

Beban akibat aksi lalu lintas yaitu terdiri dari beban laju 'D' (TD), beban pejalan kaki (pedestrian), dan gaya rem.

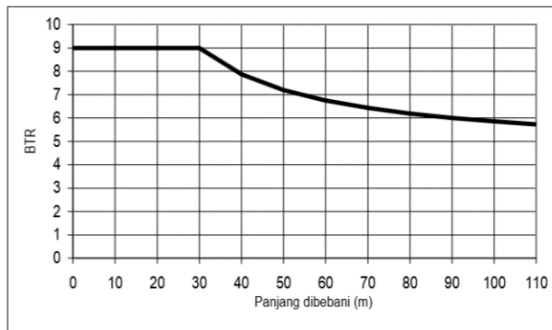
a. Beban lajur 'D' (TD)

Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari Beban Terbagi Rata (BTR) dan Beban Garis Terpusat (BGT) seperti pada Gambar 5.21. BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti Gambar 5.22 atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

- $q = 9.0$ kPa, untuk $L \leq 30$ m
- $q = 9.0 \times (0.5 + 15 / L)$ kPa, untuk $L > 30$ m



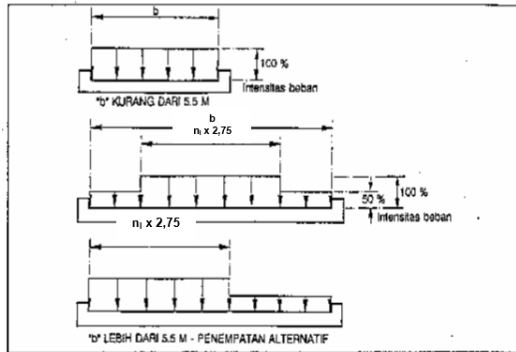
Gambar 5.21 Beban Lajur “D”
(sumber: RSNI T-02-2005)



Gambar 5.22 BTR vs Panjang yang Dibebani
(sumber: RSNI T-02-2005)

Untuk panjang bentang 30 m, menurut Gambar 5.22 memiliki nilai q BTR sebesar 9 kPa.

Menurut RSNI T-02-2005, bila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban "D" harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100 % seperti tercantum dalam Pasal 6.3.1. dan Gambar 5.23.



Gambar 5.23 Penyebaran Pembebanan pada Arah Melintang
(sumber: RSNI T-02-2005)

Maka beban terbagi rata yang terjadi pada *abutment*:

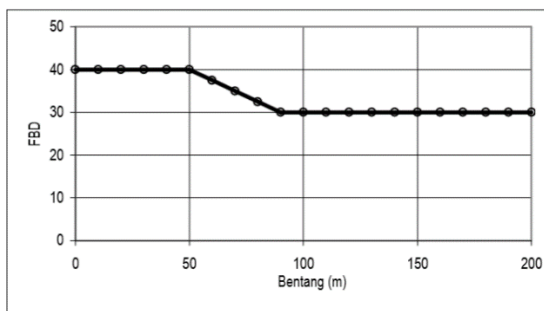
$$P_{BTR} = 0,5 \times q \times b \times L$$

$$P_{BTR} = 0,5 \times 9 \times 4,5 \times 30$$

$$P_{BTR} = 607,5 \text{ kN}$$

Untuk perhingan Beban Garis Terpusat (BGT) mempunyai intensitas $p = 49 \text{ kN/m}$ dan memiliki faktor beban dinamis (FBD) yang bergantung pada bentang jembatan. Faktor beban dinamis untuk BGT diambil sebagai berikut :

- FBD = 0.4, untuk $L \leq 50 \text{ m}$
- $FBD = 0.4 - 0.0025 \times (L - 50)$, untuk $50 < L < 90 \text{ m}$
- FBD = 0.3, untuk $L \geq 90 \text{ m}$



Gambar 5.24 Faktor Beban Dinamis (FBD) untuk Beban BGT
(sumber: RSNI T-02-2005)

Untuk panjang bentang 30 m, menurut Gambar 5.24 memiliki nilai FBD sebesar 40%. Besarnya BGT dapat dilihat pada perhitungan berikut.

$$P_{BGT} = 0,5 \times P \times (1+DLA) \times b$$

$$P_{BGT} = 0,5 \times 49 \times (1+0.4) \times 4,5$$

$$P_{BGT} = 154,35 \text{ kN}$$

Maka besarnya beban lajur D pada abutment adalah sebesar:

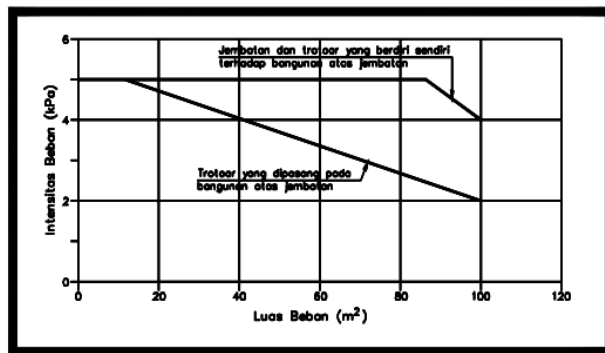
$$P_{TD} = (P_{BTR} + P_{BGT}) = (607,5 + 154,35) = 761,85 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban thd. Pondasi, $e = -0.13 \text{ m}$. Momen pada fondasi akibat beban lajur "D",

$$M_{TD} = P_{TD} \times e = -99,04 \text{ kNm}$$

b. Beban pejalan kaki (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya. A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2). Besarnya beban hidup merata q untuk beban pejalan kaki dapat dilihat pada Gambar 5.25



Gambar 5.25 Pembebanan Pejalan Kaki
(sumber: RSNI T-02-2005)

Dengan data jembatan:

$$\text{Lebar trotoar, (b1)} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{L jembatan, (L)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Luas trotoar yang di bebani pejalan kaki} = 15 \text{ m}^2$$

Sehingga di dapat,

Beban vertikal merata, (q) = 5 kN/m²

Jumlah trotoar, (n) = 2 buah

Beban akibat pejalan kaki, (T_{TP})

$$\begin{aligned} T_{TP} &= b_1 \times q \times n \times L \\ &= 0.5 \times 5 \times 2 \times 30 \\ &= 150 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_{TP} \text{ abutment} = 0.5 \times 150 = 75 \text{ kN}$$

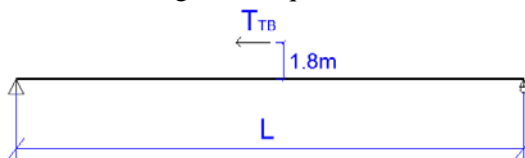
Eksentrisitas beban terhadap pondasi, e = -0.13 m

Momen pada fondasi akibat beban pedestrian,

$$M_{TP} = P_{TP} \times e = -9,75 \text{ tm}$$

c. Gaya rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1.8 m diatas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan diperhitungkan senilai dengan 5% dari 100% beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu-lintas tanpa dikalikan dengan DLA dalam satu jurusan. Beban lajur D disini tidak direduksi bila panjang bentang melebihi 30 m, digunakan q = 9 kPa.



Gambar 5.26 Gaya Akibat Beban Rem

Panjang girder, (L) = 30 m

Beban merata pada girder, (P_{TD}) = 1215 kN

Beban terpusat pada girder tanpa DLA, (P_{TD}) = 220,5 kN

Gaya rem satu girder, (T_{TB})

$$T_{TB} = 5\% \times (1215 + 220,5) \\ = 71,775 \text{ kN}$$

lengan terhadap titik putar pondasi, (y_a) = 8.3 m

Momen akibat gaya rem, (M_{TB}) = $T_{TB} \times y_a = 595,733 \text{ kNm}$

5.6.1.4 Aksi lingkungan

Beban akibat aksi lingkungan yaitu terdiri dari beban temperatur (ET), beban angin (EW), dan beban gempa (EQ).

a. Pengaruh temperatur (ET)

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan.

Tabel 5.34 Temperatur Jembatan Rata-rata Nominal

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-rata Minimum (1)	Temperatur Jembatan Rata-rata Maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	45°C
CATATAN (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.		

(sumber: RSNI-T02-2005)

Tabel 5.35 Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu

Bahan	Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu	Modulus Elastisitas MPa
Baja	12×10^{-6} per °C	200.000
Beton:		
Kuat tekan <30 MPa	10×10^{-6} per °C	25.000
Kuat tekan >30 MPa	11×10^{-6} per °C	34.000
Aluminium	24×10^{-6} per °C	70.000

(sumber: RSNI-T02-2005)

Temperatur rata-rata min, (T_{\min}) = 15°C

Temperatur rata-rata max, (T_{\max}) = 40°C

Perbedaan temperatur, (ΔT)

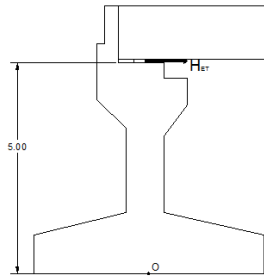
$$\begin{aligned}\Delta T &= (T_{\max} - T_{\min})/2 \\ &= (40 - 15)/2 \\ &= 12.5^\circ\text{C}\end{aligned}$$

Koefisien muai FRP, (β) $= 10 \times 10^{-6}$

Jumlah elastomer dalam 1 pondasi, (n) $= 3$ buah

Kekakuan geser untuk elastomer, (k) $= 1500 \text{ kN/m}$

Lengan terhadap pondasi, (Y_{ET}) $= 5 \text{ m}$



Gambar 5.27 Skema Pengaruh Temperatur

$$\begin{aligned}T_{ET} \text{ abutment} &= \beta \times \Delta T \times k \times L \times n \times 1/2 \\ &= 0.00001 \times 12.5 \times 1500 \times 30 \times 3 \times 1/2 \\ &= 8,4375 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{ET} \text{ abutment} &= H_{ET} \times Y_{ET} \\ &= 8,4375 \times 5 \\ &= 42,1875 \text{ kNm}\end{aligned}$$

b. Beban angin (EW)

- Angin yang meniup badan samping jembatan

Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW1} = 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \text{ kN}$$

dengan,

$$b/d = 4,5/2,55 = 1,8 \rightarrow \text{interpolasi untuk mendapatkan nilai } C_w$$

C_w = koefisien seret $= 1,641$ Tabel 5.36)

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det) = 30 m/s

A_b = luas bidang samping jembatan (m^2)

Tabel 5.36 Koefisien Seret C_w

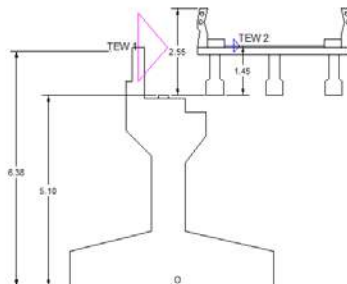
Tipe Jembatan	C_w
Bangunan atas masif: (1), (2) $b/d = 1.0$ $b/d = 2.0$ $b/d \geq 6.0$	2.1 (3) 1.5 (3) 1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif CATATAN (2) Untuk harga antara dari b/d bisa diinterpolasi linier CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

(sumber: RSNI-T02-2005)

Tabel 5.37 Kecepatan Angin Rencana V_w

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

(sumber: RSNI-T02-2005)



Gambar 5.28 Skema Pengaruh Angin terhadap Struktur Jembatan

Luas samping bangunan atas, (A_{b1})

$$\begin{aligned}
 Ab_1 &= y_1 \times L/2 \\
 &= 2,55 \times 30/2 \\
 &= 38,25 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{EW1} &= 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times Ab_1 \\
 &= 0.0006 \times 1.641 \times (30)^2 \times 38,25 \\
 &= 33,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap titik O, (Y) = 5,1 + 2,55/2 = 6,38 m

$$\begin{aligned}
 M_{EW1} &= T_{EW1} \times Y \\
 &= 33,9 \times 6,38 \\
 &= 216,1 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap breast wall = 4.2 + 2,55/2 = 5,475m

$$\begin{aligned}
 M'_{EW1} &= T_{EW1} \times Y' \\
 &= 33,9 \times 5,375 \\
 &= 185,6 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Angin yang meniup kendaraan

Gaya angin tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned}
 T_{EW2} &= 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2 \times L / 2 \text{ kN} \\
 \text{dengan, } C_w &= 1.2 \\
 &= 0.0012 \times 1.2 \times 30^2 \times 30/2 = 19,44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap titik O, (Y) = t abutment + t aspal
= 6,5 m + 0,05 m = 6,55 m

$$\begin{aligned}
 M_{EW2} &= T_{EW2} \times Y \\
 &= 19,44 \times 6,55 \\
 &= 127,33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap breast wall = t abutment + t aspal – 0,9 m
= 6,5 m + 0.05 – 0,9 m = 5,65 m

$$\begin{aligned}
 M'_{EW2} &= T_{EW2} \times Y' \\
 &= 19,44 \times 5,65 \\
 &= 109,84 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Rekapan nilai beban yang bekerja pada abutmen akibat gaya angin adalah sebagai berikut:

Total beban angin pada Abutment:

$$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2} = 53,34 \text{ kN}$$

Total momen pd Fondasi:

$$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2} = 343,43 \text{ kNm}$$

Total momen pd Breast wall:

$$M'_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2} = 295,43 \text{ kNm}$$

c. Beban gempa (EW)

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus :

$$TEQ = Kh \times I \times Wt$$

$$\text{dimana, } Kh = C \times S$$

Dengan pengertian:

TEQ = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

Kh = Koefisien beban gempa horisontal

I = Faktor kepentingan

Wt = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan = PMS + PMA kN

C = Koefisien geser dasar untuk daerah , waktu dan kondisi setempat yang sesuai

S = Faktor tipe bangunan

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times KP)]}$$

g = percepatan gravitasi (= 9.81 m/det²)

KP = kekakuan gabungan sebagai gaya horisontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan pada bagian atas pilar (kN/m)

WTP = berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat dari abutment (bila perlu dipertimbangkan) (kN) = PMS (str atas) + ½ x PMS (str bawah)

- **Beban gempa arah memanjang jembatan (arah x)**

Tinggi breast wall, L_b	= 4,1 m
Ukuran penampang breast wall, $b = B_y$	= 6 m
h	= 0,75 m
Inersia penampang breast wall, I_c	= $1/12 \times b \times h^3$ = 0,281 m ⁴
Mutu beton, $K - 300 f_c' = 0.83 \times K / 10$	= 24,9 MPa
Modulus elastis beton, $E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'}$	= 23452,953 MPa
E_c	= 23452952,91 kPa
Nilai kekakuan, $K_p = 3 \times E_c \times I_c / L_b^3$	= 287117,555 kN/m
Percepatan grafitasi, g	= 9,81 m/det ²
Berat sendiri struktur atas	= 1062,001 kN
Berat mati tambahan	= 125,325 kN
Beban sendiri struktur bawah	= 2451,071 kN

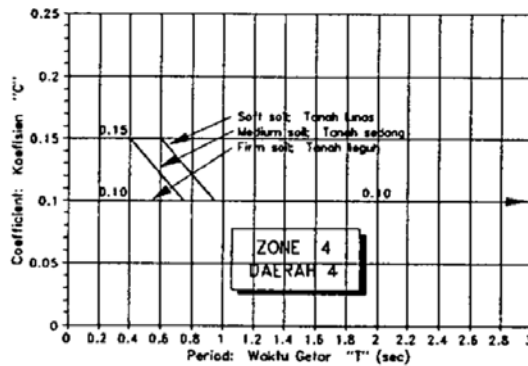
$$WTP = (1062,001 + 125,325) + 1/2 \times 2451,071 = 2705,717 \text{ kN}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times K_p)]} = 0,185 \text{ detik}$$

Tabel 5.38 Kondisi Tanah untuk Koefisien Geser Dasar

Jenis Tanah	Tanah Teguh	Tanah Sedang	Tanah Lunak
Untuk seluruh jenis tanah	$\leq 3 \text{ m}$	$> 3 \text{ m}$ sampai 25 m	$> 25 \text{ m}$
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 50 kPa:	$\leq 6 \text{ m}$	$> 6 \text{ m}$ sampai 25 m	$> 25 \text{ m}$
Pada tempat dimana hamparan tanah salah satunya mempunyai sifat kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata lebih besar dari 100 kPa, atau tanah berbutir yang sangat padat:	$\leq 9 \text{ m}$	$> 9 \text{ m}$ sampai 25 m	$> 25 \text{ m}$
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 200 kPa:	$\leq 12 \text{ m}$	$> 12 \text{ m}$ sampai 30 m	$> 30 \text{ m}$
Untuk tanah berbutir dengan ikatan matrik padat:	$\leq 20 \text{ m}$	$> 20 \text{ m}$ sampai 40 m	$> 40 \text{ m}$
CATATAN (1) Ketentuan ini harus digunakan dengan mengabaikan apakah tiang pancang diperpanjang sampai lapisan tanah keras yang lebih dalam			

(Sumber: RSNI-T02-2005)



Gambar 5.29 Koefisien Geser Dasar (C)
(Sumber: RSNI-T02-2005)

Kondisi tanah dasar termasuk sedang. Lokasi di wilayah gempa 4.

Koefisien geser dasar, $C = 0,15$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang, faktor jenis struktur dihitung dengan rumus :

$$S = 1 \times F$$

dengan, $F = 1,25 - 0,025 \times n$ dan F harus diambil ≥ 1 F = faktor perangkaan, n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

Untuk, $n = 1$ maka :

$$F = 1,25 - 0,025 \times n = 1,225$$

$$S = 1 \times F = 1,225$$

Koefisien beban gempa horisontal,

$$K_h = C \times S = 0,18375$$

Tabel 5.39 Faktor kepentingan

1. Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif.	1,2
2. Seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi.	1,0
3. Jembatan sementara (misal: Bailey) dan jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi sesuai dengan pasal 6.5.	0,8

(Sumber: RSNI-T02-2005)

Berdasarkan Tabel 5.39 diambil nilai faktor kepentingan sebesar 1,0 sehingga didapatkan:

Gaya gempa, $TEQ = Kh \times I \times Wt = 0,184 \times Wt$

Tabel 5.40 Distribusi Beban Gempa

No	Berat (Wt)	TEQ	lengan	MEQ
	kN	kN	m	kNm
STRUKTUR ATAS				
PMS	1062.001	195.143	5	975.71352
PMA	125.325	23.028	5	115.14234
STRUKTUR BAWAH				
a1	432.00	79.380	0.000	0.000
a2	54.00	9.923	1.333	13.230
a3	59.40	10.915	1.167	12.734
a4	364.50	66.977	0.125	8.372
a5	16.34	3.002	0.683	2.051
a6	86.13	15.826	0.775	12.265
a7	32.40	5.954	0.650	3.870
a8	25.92	4.763	0.600	2.858
a9	45.36	8.335	0.700	5.834
w1	342.14	62.869	1.750	110.021
TANAH				
t1	40.50	7.442	2.267	16.868
t2	526.50	96.744	1.850	178.977
t3	12.25	2.251	0.967	2.176
t4	86.87	15.963	2.325	37.114
t5	229.03	42.084	2.325	97.845
t6	174.15	32.000	1.925	61.600
	Teq	682.60		1656.67

(Sumber: Hasil Analisis)

Letak titik tangkap gaya horisontal gempa, y_{EQ} :

$$y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 2,427 \text{ m}$$

- **Beban gempa arah melintang jembatan (arah y)**

$$\begin{aligned} \text{Inersia penampang breast wall, } I_c &= 1/12 \times h \times b^3 \\ &= 5,695 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kekakuan, } K_p &= 3 \times E_c \times I_c / L_b^3 \\ &= 5814,13 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar alami struktur, } T &= 2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times K_p)]} \\ &= 1,303 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien geser dasar, } C &= 0,1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor tipe struktur, } S &= 1 \times F \\
 &= 1,225 \\
 \text{Koefisien beban gempa horisontal, } K_h &= C \times S \\
 &= 0,1225 \\
 \text{Faktor kepentingan, } I &= 1,0 \\
 W_t &= P_{ms} + P_{ma} = 3714,816 \text{ kN} \\
 \text{Gaya gempa, } T_{EQ} &= K_h \times I \times W_t \\
 &= 455,065 \text{ kN} \\
 \text{Momen gempa, } M_{EQ} &= 1104,447 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5.6.1.5 Kombinasi beban kerja

Perhitungan kombinasi pembebanan pada *abutment* merupakan lanjutan perhitungan dari pembebanan *abutment*. Kombinasi beban-beban itu sendiri dapat dilihat pada Tabel 5.41. Tabel 5.41 Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap	X	X	X	X	X	X	X
Beban lalu lintas	X	X	X	X	-	-	X
Pengaruh temperatur	-	X	-	X	-	-	-
Arus/hanyutan/hidro/daya apung	X	X	X	X	X	-	-
Beban angin	-	-	X	X	-	-	-
Pengaruh gempa	-	-	-	-	X	-	-
Beban tumbukan	-	-	-	-	-	-	X
Beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	X	-
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan r_{os}	nil	25%	25%	40%	50%	30%	50%

(Sumber: RSNI-T02-2005)

Perincian masing-masing hasil kombinasi dapat dilihat pada Lampiran 9. Rekap hasil perhitungan kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.43.

Tabel 5.42 Rekap Hasil Perhitungan Pembebanan *Abutment*

Rekap Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A. Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	3589.491				-2984.12
2	Beban Mati Tambahan	MA	125.325				-16.2923
B. Beban Lalu-Lintas							
4	Beban Lajur "D"	TD	761.85				-99.0405
5	Beban pedestrian	TP	75				-9.75
6	Gaya Rem	TB		71.775			595.7325
C. Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET		8.4375			42.1875
8	Beban Angin	EW			53.34	343.43	
9	Beban Gempa	EQ		682.5975	455.065004	1104.45	1656.67
10	Tekanan Tanah Dinamis	EQ					
Jumlah			4551.666	762.81	508.403504	1447.882	-814.61

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.43 Hasil Perhitungan Kombinasi Pembebanan *Abutment*

No	Kombinasi Beban	Tegangan berlebihan	P kN	Tx kN	Ty kN	Mx kNm	My kNm
1	Kombinasi-1	0	4551.666	71.775			-2513.47
2	kombinasi-2	0.25	4551.666	80.2125			-2471.28
3	Kombinasi-3	0.25	4551.666	71.775	53.3385	343.4349	-2513.47
4	Kombinasi-4	0.4	4551.666	80.2125	53.3385	343.4349	-2471.28
5	Kombinasi-5	0.5	3714.816	682.5975	455.065004	1104.447	-1343.74
6	Kombinasi-6	0.3	3714.816				-3000.41
7	Kombinasi-7	0.5	4551.666	71.775			-2513.47

(Sumber: Hasil Analisis)

5.6.2 Kontrol stabilitas *abutment*

5.6.2.1 Kontrol Stabilitas Guling

Perhitungan stabilitas guling menggunakan SF minimal sebesar 2,2. Letak titik guling berada pada ujung pondasi sehingga lengan momen dari titik O adalah sebesar $B/2 = 3$ m untuk arah x dan $B/2 = 3$ m untuk arah y. Perhitungan kontrol guling menggunakan rumus sebagai berikut:

$M_{py} = P \cdot B/2 \cdot (1+k)$, dengan k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

$SF = M_p/M > 2.2$ (Persamaan 2.74)

Hasil perhitungan kontrol stabilitas guling arah x dan arah y dapat dilihat pada Tabel 5.44 dan Tabel 5.45.

Tabel 5.44 Stabilitas Guling Arah X

Kombinasi	k	P	M _y	M _{py}	SF	Keterangan
		(kN)	(kNm)	(kNm)		
Kombinasi 1	0	4551.666	-2513.468019	13655	5.433	OK
Kombinasi 2	0.25	4551.666	-2471.280519	17068.75	6.907	OK
Kombinasi 3	0.25	4551.666	-2513.468019	17068.75	6.791	OK
Kombinasi 4	0.4	4551.666	-2471.280519	19117	7.736	OK
Kombinasi 5	0.5	3714.816	-1343.739098	16716.67	12.440	OK
Kombinasi 6	0.3	3714.816	-3000.410019	14487.78	4.829	OK
Kombinasi 7	0.5	4551.666	-2513.468019	20482.5	8.149	OK

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.45 Stabilitas Guling Arah Y

Kombinasi	k	P	M _x	M _{px}	SF	Keterangan
		(kN)	(kNm)	(kNm)		
Kombinasi 1	0	4551.666359	0	13655	∞	OK
Kombinasi 2	0.25	4551.666359	0	17068.75	∞	OK
Kombinasi 3	0.25	4551.666359	343.4349375	17068.75	49.700	OK
Kombinasi 4	0.4	4551.666359	343.4349375	19117	55.664	OK
Kombinasi 5	0.5	3714.816359	1104.447281	16716.67	15.136	OK
Kombinasi 6	0.3	3714.816359	0	14487.78	∞	OK
Kombinasi 7	0.5	4551.666359	0	20482.5	∞	OK

(Sumber: Hasil Analisis)

5.6.1.1 Kontrol Stabilitas Geser

Stabilitas geser pada *abutment* dianalisa menggunakan Persamaan 2.72. Berikut hasil perhitungan kontrol stabilitas geser pada *abutment*:

$$\frac{f \cdot W}{\Sigma H} \geq F ; F = 1,5$$

$$\frac{0,6 \cdot 3714,816}{682,598} \geq 1,5$$

$$3,3 \geq 1,5 \text{ "OK"}$$

5.6.3 Perencanaan tiang pancang

Pada perencanaan pondasi *abutment*, direncanakan pondasi tiang pancang. Tiang pancang yang digunakan berbentuk lingkaran berongga dengan diameter luar masing-masing sebesar 30 m dan 40 m. Spesifikasi bahan dapat dilihat pada Lampiran 9.

a. Menentukan Kombinasi Tiang

Penentuan jumlah dan jarak antar tiang dibatasi oleh ketentuan berikut;

- Jarak tiang terluar keujung *pilecap* sebesar $d - 1,5d$ (Nayak, 1979)
- Jarak antar tiang minimal $2,5d$ s/d $3d$

Hasil perhitungan kombinasi tiang beserta jarak antar tiang sepanjang sumbu-x dan sumbu-y dapat dilihat pada Tabel 5.46.

Tabel 5.46 Hasil Perhitungan Kombinasi Tiang Pancang D30 dan D40

Diameter tiang pancang	m	n	Total	S_m	S_n	Jarak Pancang ke tepi m	Jarak Pancang ke tepi n	L	B
(m)				(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.3	5	4	20	1.3	1.73	0.4	0.4	6	6
0.4	4	3	12	1.66	2.5	0.5	0.5	6	6

Sketsa pemasangan *pile* berdasarkan Tabel dapat dilihat pada Lampiran 11.

b. Mencari Pmax Tiang

Setelah menemukan kombinasi tiang pancang untuk tiap-tiap diameter tiang yang direncanakan, barulah dapat dihitung kuat maksimum (P_{\max}) untuk satu tiang pancang. Hasil perhitungan P_{\max} tiang pancang untuk diameter 30 cm dan 40 cm. Persamaan yang digunakan adalah;

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_y \cdot x_1}{\sum x_i^2} + \frac{M_x \cdot y_1}{\sum y_i^2}$$

dimana: x_1/y_1 = jarak terjauh *pile* sepanjang sumbu. x/y
 $\sum x_i^2 / \sum y_i^2$ = jarak *pile* dikalikan jumlah pada jarak tersebut

Maka didapatkan hasil perhitungan untuk P_{\max} untuk satu tiang pada tiap-tiap ukuran tiang pancang yang dapat dilihat pada Tabel 5.47.

Tabel 5.47 Hasil Perhitungan Pmax Tiang Pancang pada
Abutment

Kombinasi	P maksimum (kN)	
	D30	D40
1	314.756	504.979
2	313.292	502.870
3	327.965	525.668
4	326.502	523.558
5	274.823	443.288
6	289.801	459.589
7	314.756	504.979

(Sumber: Hasil Analisis)

c. Kontrol Daya Dukung Tiang

Perhitungan daya dukung tanah menggunakan metode Meyerhoff dan Bazarra menghasilkan grafik hubungan antar kedalaman tiang dan daya dukung tanah yang dapat dilihat pada Lampiran 9. Melalui grafik tersebut dapat ditentukan kedalaman tiang pancang dengan syarat: $P_{\max} < (P_{ijin} \times Ef)$ dimana efisiensi yang dipakai yaitu nilai terbesar dari Persamaan 2.83, Persamaan 2.84, dan Persamaan 2.85. Hasil perhitungan efisiensi yang dipakai dapat dilihat pada Tabel 5.48.

Tabel 5.48 Perhitungan Daya Dukung Tiang dalam *Group*

Diameter (mm)	Class	P allow (ton)	Jumlah tiang (buah)	Kedalaman (m)	P ijin tanah (ton)	efisiensi	P ijin 1 tiang dalam group (ton)
300	C	229.5	20	17	47.674	0.691	32.961
400	C	111.5	12	16.5	68.333	0.787	53.760

(Sumber: Hasil Analisis)

Hasil perhitungan kontrol daya dukung tiang pancang untuk masing-masing kombinasi dapat dilihat pada Tabel 5.49 dan Tabel 5.50.

Tabel 5.49 Hasil Perhitungan Kontrol Kuat Tekan D30

Untuk diameter 30 cm					
Kombinasi	Kenaikan Daya Dukung yang diperbolehkan	P ijin tiang dalam 1 group (kN)	P maksimum (kN)	P ijin x% (kN)	Keterangan
1	100%	329.606	314.756	329.606	OK
2	125%	329.606	313.292	412.008	OK
3	125%	329.606	327.965	412.008	OK
4	140%	329.606	326.502	461.449	OK
5	150%	329.606	274.823	494.409	OK
6	130%	329.606	289.801	428.488	OK
7	150%	329.606	314.756	494.409	OK

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.50 Hasil Perhitungan Kontrol Kuat Tekan D40

Untuk diameter 40 cm					
Kombinasi	Kenaikan Daya Dukung yang diperbolehkan	P ijin tiang dalam 1 group (kN)	P maksimum (kN)	P ijin x % (kN)	Keterangan
1	100%	537.605	504.979	537.605	OK
2	125%	537.605	502.870	672.006	OK
3	125%	537.605	525.668	672.006	OK
4	140%	537.605	523.558	752.647	OK
5	150%	537.605	443.288	806.407	OK
6	130%	537.605	459.589	698.886	OK
7	150%	537.605	504.979	806.407	OK

(Sumber: Hasil Analisis)

d. Kontrol Tiang Pancang

Kontrol tiang berfungsi untuk memastikan tiang pancang yang sudah direncanakan tidak mengalami geser lateral dan tidak mengalami *crack* akibat momen. Tahapan yang dilakukan dalam proses kontrol tiang pancang dapat dilihat pada perhitungan dibawah ini. Perhitungan berikut merupakan kontrol lateral untuk diameter 40 cm. Tiang pancang yang dipakai yaitu produksi Wika Beton dengan K-600 Kelas C.

- o Mencari Harga f

Harga f didapatkan melalui grafik dari NAVFAC DM-7 yang sebelumnya telah tercantum pada Gambar 2.13. Sebelumnya, perlu ditemukan nilai geser undrained (C_u).

$$C_u = 0,108 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 2 \times C_u = 0,216 \text{ kg/cm}^2 = 0,221 \text{ ton/ft}^2$$

dari grafik NAVFAC didapatkan nilai $f = 2 \text{ ton/ft}^2$
 $f = 2 \times 0,032 = 0,064 \text{ kg/cm}^3$

- Mencari Nilai T (Persamaan 2.61)

$$T = (EI/f)^{1/5}$$

Mutu beton K-600

$$f'c = 0,83 \times 600 \times 9,81/100 = 48,85 \text{ MPa}$$

$$E = 4700 \times \sqrt{f'c} = 4700 \times \sqrt{48,85} \times 10 = 328508.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 34607.78467 \text{ cm}^4$$

$$\text{Maka, } T = 222,6 \text{ cm} = 2,226 \text{ m}$$

- Mencari F_δ dan F_M

Untuk mencari nilai F_δ dan F_M juga digunakan kurva NAVFAC ang sebelumnya telah tercantum pada Gambar 2.19. Namun sebelumnya harus ditentukan nilai L/T dan nilai z ditetapkan pada kedalaman 0 m ($z = 0$). Dimana L = panjang tiang pancang yang digunakan.

$$L/T = 16,5/2,226 = 7,41$$

dari kurva NAVFAC didapatkan;

$$F_\delta = 0,93 \text{ dan } F_M = 0,9$$

- Perhitungan Geser Lateral

Geser lateral dihitung dengan menggunakan persamaan

$$\delta = F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right)$$

Dimana : $P = H_{\max}/n$

H_{\max} = gaya horizontal maksimum

n = jumlah tiang pancang

$\delta \leq 1 \text{ inch (2,54 cm)}$

Didapatkan $\delta = 1,67 \text{ cm} < 2,54 \text{ cm}$

Maka tiang pancang rencana aman dari geser lateral

- Perhitungan Momen Maksimum

Geser lateral dihitung dengan menggunakan persamaan

$$M_{p\max} = F_M \cdot P \cdot T$$

Dimana : $P = H_{\max}/n$

H_{\max} = gaya horizontal maksimum

n = jumlah tiang pancang

$M_{p\max} < \text{Momen crack bahan}$

Didapatkan $M_{pmax} = 11,4 \text{ ton.m} < M_{crack}$

Maka tiang pancang rencana aman dari retak akibat momen.

Hasil kontrol geser lateral untuk diameter 30 cm dan 40 cm dapat dilihat Tabel 5.51. Hasil kontrol momen terhadap momen *crack* dapat dilihat pada Tabel 5.52 dan Tabel 5.53.

Tabel 5.51 Hasil Perhitungan Kontrol Gaya Lateral

Diameter Pancang (cm)	Kontrol Lateral		
	Geser Lateral	Gaya lateral yang diijinkan	Keterangan
	(cm)	(cm)	
30	1.57	2.54	OK
40	1.67	2.54	OK

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.52 Hasil Perhitungan Kontrol Momen D30

Kombinasi No.	%	M_{crack}	$P_x = T_x/n$	$M_p \text{ max}$	$M_p \text{ ijin} \times \%$	Keterangan
	Mijin	(tm)	(t)	(tm)	(tm)	
1	100%	4	0.359	0.574	4	OK
2	125%	4	0.401	0.642	5	OK
3	125%	4	0.359	0.574	5	OK
4	140%	4	0.401	0.642	5.6	OK
5	150%	4	3.413	5.461	6	OK
6	130%	4	0.000	0.000	5.2	OK
7	150%	4	0.359	0.574	6	OK

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.53 Hasil Perhitungan Kontrol Momen D40

Kombinasi No.	%	M_{crack}	$P_x = T_x/n$	$M_p \text{ max}$	$M_p \text{ ijin} \times \%$	Keterangan
	Mijin	(tm)	(t)	(tm)	(tm)	
1	100%	9	0.598	1.198	9	OK
2	125%	9	0.668	1.339	11.25	OK
3	125%	9	0.598	1.198	11.25	OK
4	140%	9	0.668	1.339	12.6	OK
5	150%	9	5.688	11.396	13.5	OK
6	130%	9	0.000	0.000	11.7	OK
7	150%	9	0.598	1.198	13.5	OK

(Sumber: Hasil Analisis)

5.6.4 Perhitungan penulangan *abutment*

- **Breast Wall**

Direncanakan dimensi *abutment* dengan diameter tulangan vertikal adalah 25 mm, dan diameter tulangan horizontal adalah 16 mm. Kekuatan leleh tulangan (f_y) adalah 290 MPa, dan kekuatan tekan beton (f'_c) adalah K-300. Tebal selimut beton adalah 7,5 cm. Berikut ini adalah beban ultimate yang terjadi pada breast wall;

1. Beban Gempa

$$H = 317,074 \text{ kN}$$

$$M_u = 1150,305 \text{ kNm}$$

Didapatkan momen ultimate, $M_u = 1150,305 \text{ kNm}$

$$d = 675 \text{ mm} \rightarrow dx = d - 0,5 D - \emptyset = 646,5 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,05$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,038$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0048$$

$$M_n = M_u/\emptyset = 1864,538 \text{ kNm}$$

$$R_n = M_n/(b \cdot d^2) = 0,7$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right) = 0,003$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} \text{ maka digunakan } \rho_{\min}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot dx = 1404465 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan D25-150 (} A_s = 14726,22 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$\text{Untuk tulangan bagi dipakai } 20\% A_s = 2808,931 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan D16-250 (} A_s = 3015,929 \text{ mm}^2 \text{)}$$

- **BackWall**

Direncanakan dimensi abutmen dengan diameter tulangan vertikal adalah 16 mm, dan diameter tulangan horizontal adalah 13 mm. Kekuatan leleh tulangan (f_y) adalah 290 MPa, dan kekuatan

tekan beton ($f'c$) adalah K-300. Tebal selimut beton adalah 5 cm. Berikut ini adalah beban ultimate yang terjadi pada breast wall;

1. Beban Gempa

$$H = 5,309 \text{ kN}$$

$$Mu = 4,9 \text{ kNm}$$

Didapatkan momen ultimate, $Mu = 4,9 \text{ kNm}$

$$d = 300 \text{ mm} \rightarrow dx = d - 0,5D - \emptyset = 279 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,05$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,038$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0048$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right) = 0,00006$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ maka digunakan ρ_{\min}

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot dx = 6061,034 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16-125 ($As = 7037,168 \text{ mm}^2$)

Untuk tulangan bagi dipakai 20% $As = 2020,345 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D13-75 ($As = 2654,646 \text{ mm}^2$)

• **Pilecap**

Direncanakan dimensi *abutment* dengan diameter tulangan vertikal adalah 25 mm, dan diameter tulangan horizontal adalah 16 mm. Kekuatan leleh tulangan (f_y) adalah 290 MPa, dan kekuatan tekan beton ($f'c$) adalah K-300. Tebal selimut beton adalah 7,5 cm. Berikut ini adalah beban ultimate yang terjadi pada breast wall;

1. Akibat Berat Pilecap

$$Ws = 25740 \text{ kg}$$

$$Ms = 32670 \text{ kgm}$$

2. Akibat Pmax Tiang Pancang

$$Wp = 210267,1 \text{ kg}$$

$$Mp = 441560,9 \text{ kgm}$$

Didapatkan momen ultimate, M_u/L (lebar) = 88593,04 kgm
 $d = 425 \text{ mm} \rightarrow dx = d - 0,5D - \emptyset = 396,5 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,05$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,038$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0048$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right) = 0,0041$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ maka digunakan ρ_{\min}

$$A_s \text{ perlu} = \rho_b \cdot b \cdot dx = 11484,83 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25-250 ($A_s = 11780,97 \text{ mm}^2$)

Untuk tulangan bagi dipakai 20% $A_s = 2296,966 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D16-500 ($A_s = 2412,743 \text{ mm}^2$)

5.7 Pemilihan Alternatif Berdasarkan Biaya Material Termurah

5.7.1 Perhitungan total biaya material pada alternatif 1

Pada alternatif 1, digunakan PVD pola segitiga jarak 1,25 meter, kekuatan *geotextile* untuk timbunan oprit arah melintang dengan bentuk timbunan miring, kekuatan kombinasi *geotextile wall* dan *micropile*/cerucuk untuk arah memanjang di belakang *abutment*. Total kebutuhan dan biaya material pada alternatif 1 dapat dilihat pada Tabel 5.54.

Tabel 5.54 Total Kebutuhan dan Biaya Material pada Alternatif 1

Material/Bahan	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Total Biaya
Geotextile	772348	m2	Rp 17,000	Rp 13,129,912,600
Cerucuk jumlah 24 buah panjang @9 meter				
panjang 3 m	24	buah	Rp 553,966	Rp 13,295,184
panjang 6 m	24	buah	Rp 1,107,931	Rp 26,590,344
PVD 10 m	23679	titik	Rp 3,500	Rp 828,765,000
Timbunan	120705.12	m3	Rp 69,853	Rp 8,431,607,647
				Rp 22,430,170,775

(Sumber: Hasil Analisis)

Rincian kebutuhan material pada alternatif 1 dapat dilihat pada Tabel 5.55, Tabel 5.56, Tabel 5.57, dan Tabel 5.58.

Tabel 5.55 Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya

Geotextile

Zona	Jumlah Kebutuhan Panjang (m)	Jumlah Kebutuhan Luas (m ²)	Total Biaya
1	1193	28637	Rp 486,825,600
2	742.4	742400	Rp 12,620,800,000
Total			Rp 13,107,625,600

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.56 Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya

Geotextile Wall dan Micropile

Jumlah Kebutuhan Luas (m ²)	Jumlah Kebutuhan cerucuk (buah)		Biaya Geotextile wall	Biaya Cerucuk	Total Biaya
	1 buah x 3 m	1 buah x 6 m			
1311	24	24	Rp 22,287,000	Rp 39,885,528	Rp 62,172,528

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.57 Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya *PVD*

Zona	Jumlah Kebutuhan Panjang	Area	Jumlah titik	Total Biaya
	(m)	(m ²)		
1	10	835.2	618	Rp 21,630,000
2	10	31200	23061	Rp 807,135,000
Total				Rp 828,765,000

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.58 Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya

Material Timbunan

Zona	Volume timbunan	Biaya timbunan
1	3525.12	Rp246,240,000
2	117180	Rp8,185,367,647
		Rp8,431,607,647

(Sumber: Hasil Analisis)

5.7.2 Perhitungan total biaya material pada alternatif 2

Pada alternatif 2, digunakan PVD pola segiempat jarak 1 meter, perkuatan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid* serta tambahan perkuatan *micropile*/cerucuk untuk timbunan oprit arah melintang dengan bentuk timbunan tegak, perkuatan kombinasi

geotextile wall dan *micropile/cerucuk* untuk arah memanjang di belakang *abutment*. Total kebutuhan dan biaya material pada alternatif 1 dapat dilihat pada Tabel 5.59.

Tabel 5.59 Total Kebutuhan dan Biaya Material pada Alternatif 2

Material/Bahan	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan	Total Biaya
Geogrid	79656	m2	Rp 99,900	Rp 7,957,634,400
Multiblocks	9478	m2	Rp 2,000,000	Rp 18,956,800,000
Geotextie	43977	m3	Rp 17,000	Rp 747,609,000
Cerucuk				
panjang 3 m	18	buah	Rp 553,966	Rp 9,971,388
panjang 6 m	4114	buah	Rp 1,107,931	Rp 4,558,028,134
PVD 10 m	4542	titik	Rp 3,500	Rp 158,970,000
Timbunan	36379.2	m3	Rp 69,853	Rp 2,541,194,118
Total				Rp 34,930,207,040

(Sumber: Hasil Analisis)

Rincian kebutuhan material pada alternatif 2 dapat dilihat pada Tabel 5.60, Tabel 5.61, Tabel 5.62, dan Tabel 5.63.

Tabel 5.60 Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya *Multiblock*, *geogrid*, dan *micropile/cerucuk* untuk Timbunan Melintang

Material	Kebutuhan	Satuan	Total Biaya
Geogrid			
zona 1	1656	m2	Rp 165,434,400
zona 2	78000	m2	Rp 7,792,200,000
Multiblocks (2 sisi)			
zona 1	278.4	m2	Rp 556,800,000
zona 2	9200	m2	Rp 18,400,000,000
Geotextile wall			
zona 1	1008	m2	Rp 17,136,000
zona 2	42000	m2	Rp 714,000,000
cerucuk @6m			
zona 1			
panjang 6 m	96	buah	Rp 106,361,376
zona 2			
panjang 6 m	4000	buah	Rp 4,431,724,000
Total			Rp 32,183,655,776

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.61 Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya
Geotextile Wall dan *Micopile/cerucuk*

Jumlah Kebutuhan Geotextile (m2)	Jumlah Kebutuhan cerucuk		Biaya Geotextile wall	Biaya Cerucuk	Total Biaya
	panjang 3 m	panjang 6 m			
969	18	18	Rp 16,473,000	Rp 29,914,146	Rp 46,387,146

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.62 Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya *PVD*

Zona	Jumlah Kebutuhan	Jumlah titik	Total Biaya
	(m)	(titik)	
1	10	107	Rp 3,745,000
2	10	4435	Rp 155,225,000
Total			Rp 158,970,000

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.63 Perhitungan Kebutuhan Total dan Total Biaya
Material Timbunan

Zona	Volume timbunan	Biaya timbunan
1	979.2	Rp68,400,000
2	35400	Rp2,472,794,118
		Rp2,541,194,118

(Sumber: Hasil Analisis)

5.7.3 Perhitungan total biaya material tiang pancang

Pada perencanaan tiang pancang, direncanakan tiang pancang dengan diameter 0,3 m dan 0,4 m. Hasil perhitungan biaya untuk masing-masing dimensi tiang pancang yang direncanakan dapat dilihat pada Tabel 5.64.

Tabel 5.64 Total Kebutuhan dan Biaya Tiang Pancang

Diameter (m)	Kedalaman (m)	Jumlah (buah)	Kebutuhan Tiang pancang (buah)			Harga
			6m	8m	9m	
0.3	17	20	60			Rp180,000,000
0.4	16.5	12			24	Rp91,200,000

(Sumber: Hasil Analisis)

Berdasarkan perhitungan pada Sub bab 5.7.1 dan Sub bab 5.7.2 dapat dibandingkan total biaya yang dibutuhkan antara alternatif 1 dan alternatif 2, maka dapat dipilih **alternatif 1** sebagai alternatif termurah. Sedangkan untuk perencanaan tiang pancang

didapatkan bahwa tiang pancang dengan **diameter 40 cm** menghasilkan total biaya yang lebih murah.

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN 1

ANALISA STATISTIK PARAMETER TANAH

Indeks Kompresi (Cc)

Kedalaman (m)	Cc		n	mean	std	t($\alpha/2, v$)	batas atas	batas bawah	Cc
0-3	0.84	1.18	7	1.039	0.235	1.943	1.211	0.866	1.177
	1.42	0.82							
	1.05	0.79							
	1.17								
3-6	0.99	1.16	10	1.093	0.216	1.833	1.218	0.967	1.193
	0.83	1.06							
	0.84	1.048							
	1.35	1.308							
	1.44								
	0.9								
6-9	0.83	1.1	9	1.069	0.205	1.860	1.196	0.943	1.171
	0.84	1.06							
	1.31	1.016							
	1.31	1.308							
	0.85								
9-12	0.83	1.1	9	1.069	0.205	1.860	1.196	0.943	1.171
	0.84	1.06							
	1.31	1.016							
	1.31	1.308							
	0.85								

Liquid Limit (LL)

Kedalaman (m)	LL		n	mean	std	t($\alpha/2, v$)	batas atas	batas bawah	LL (%)
0-3	55.8	47.49	12	66.61167	10.17599	1.796	71.887515	61.33581814	70.83
	49.04	67.84							
	73.47	70.17							
	73.47	66.88							
	72.67	73.15							
	78.54	70.82							
3-6	59.9	66.52	11	69.45182	7.332713	1.812	73.457962	65.44567448	72.66
	55.8	68.9							
	71.35	66.88							
	71.35	71.54							
	79.28	71.5							
	80.95								
6-9	56.23	48.73	12	65.52417	10.31588	1.796	70.872545	60.17578831	69.80
	45.52	65.94							
	70.59	65.48							
	70.59	66.88							
	72.81	71.54							
	80.48	71.5							
9-12	73	48.73	12	68.19083	11.74924	1.796	74.282353	62.0993139	73.06
	45.52	55.62							
	72.97	72.97							
	72.97	66.88							
	72.81	79.37							
	80.48	76.97							

LAMPIRAN 2

BROSUR-BROSUR BAHAN MATERIAL YANG DIPAKAI

Spesifikasi PVD

CeTeau-Drain CT-D812

Drain Body

Extrusion profile of 100% polypropylene with the following important properties:

- environmental safe
- large water flow capacity
- flexible
- high tensile strength and toughness
- inert to natural occurring acids, alkalis and salt
- workable and easy to handle at low temperatures
- no wet shrinkage or growth

Filter Jacket

Nonwoven fabric of 100% polyester without any binders, with the following important properties:

- balanced strength in both directions
- high tensile strength and toughness
- no wet shrinkage or growth
- good resistance to rot, moisture and insects
- high water permeability
- inert to natural occurring acids, alkalis and salt
- excellent filtration characteristics
- tear, burst and puncture resistant
- environmental safe

Physical properties		Unit	CT-D812
Drain Body	Configuration	-	
	Material	-	PP
Filter Jacket	Colour	-	white
	Material	-	PET
Assembled Drain	Colour	-	grey
	Weight	g/m	70
	Width	mm	100
	Thickness	mm	3

Physical properties	Symbol	Test	Unit	CT-D812
Filter Jacket				
Grate Tensile Strength	F	ASTM D4632	N	480
Elongation	e	ASTM D4632	%	32
Tear Strength		ASTM D4633	N	120
Pore Size	Q ₁	ASTM D4751	µm	< 75
Permeability	A	ASTM D4491	m/s	> 1.0 x 10 ⁻⁴
Assembled Drain				
Tensile Strength	F	ASTM D4595	kN	2.50
Elongation at break	e	ASTM D4595	%	40
Strength at 10% elongation	F	ASTM D4595	kN	2.1
Elongation at 1 kN tensile strength	e	ASTM D4595	%	1.0
Discharge capacity at 100 kPa	Q ₁	ASTM D4716	m ³ /s	92 x 10 ⁻⁶
Discharge capacity at 150 kPa	Q ₂	ASTM D4716	m ³ /s	89 x 10 ⁻⁶
Discharge capacity at 200 kPa	Q ₃	ASTM D4716	m ³ /s	87 x 10 ⁻⁶
Discharge capacity at 250 kPa	Q ₄	ASTM D4716	m ³ /s	86 x 10 ⁻⁶
Discharge capacity at 300 kPa	Q ₅	ASTM D4716	m ³ /s	85 x 10 ⁻⁶
Discharge capacity at 350 kPa	Q ₆	ASTM D4716	m ³ /s	84 x 10 ⁻⁶

Transport details		Unit	CT-D812
Roll length		m	300
Outside diameter roll		m	1.10
Inside diameter roll		m	0.15
Weight roll		kg	20
40ft container		m	135,000

All information, illustrations and specifications are based on the latest product information available at the time of printing. The right is reserved to make changes at any time without notice. All mechanical properties are average values. Standard variations in mechanical strength of 10% and in hydraulic flow and pore size of 20% have to be allowed for.

Agent & Distributor in Indonesia Area :
PT. TEKNINDO GEOSISTEM UNGGUL
 Wisma SEER Building, 1st floor
 J. Rungkut Industri Raya No.12 Surabaya 60293
 Tel. 62-31-8475062 Fax. 62-31-8475063
 Email : info@teknindo.com Website : www.teknindo.com



Gambar 1. Spesifikasi PVD CeTau-Drain CT-D812

Spesifikasi Tiang Pacang

Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999 NI 2 PBI - 1971	Standard Specification for Concrete Aggregates Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product type I Special order : type II or V
Admixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : water reducing admixtures
Concrete	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code	Compressive Strength at: 28 days : 600 kgf/cm ² (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and Strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275/1420
Spiral Wire Joint Plate	JIS G 3532 - 2000 JIS G 3101 - 2004	Low Carbon Steel Wire Rolled Steel for General Structure	SWMA / SWMP SS-400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-Steel	AWS A 5.1 / E 6013 NDKKO STEEL RB 26 / RD 260, UJON 26, or equivalent

Classification

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (Kg/m)	Length (m)	Bending Moment Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	Allowable Axial Load (Ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50

Gambar 2. Spesifikasi Tiang Pancang (*Spun Piles*) WIKA





Spesifikasi *Geotextile*

<h1 style="color: red; margin: 0;">UnggulTex</h1> <p style="margin: 0;">POLYPROPYLENE WOVEN GEOTEXTILES</p>					
TECHNICAL SPESIFICATIONS					
PROPERTIES	UNIT	TEST METHOD	UW - 150	UW - 200	UW - 250
Physical Properties					
Mass	g/m ²	ASTM D 5261-92	150	200	250
Thickness	mm	ASTM D 5199-91	0.5	0.6	0.7
Colour	-	-	Black	Black	Black
Mechanical Properties					
Strip Tensile Strength (Wab/Weft)	kN/m	ASTM D 4596-94	37/35	42/39	52/52
Elongation at Max. Load (Wab/Weft)	%	ASTM D 4596-94	19/18	20/20	20/20
Grap Tensile Strength (Wab/Weft)	N	ASTM D 4632-91	1210/1200	1600/1600	1750/1750
Elongation at Max. Load (Wab/Weft)	%	ASTM D 4632-91	14/13	22/22	22/22
Trapezoidal Tear Strength (Wab/Weft)	N	ASTM D 4533-91	615/615	700/700	800/800
Hydraulic Properties					
Pore Size Q ₉₅	µm	ASTM D 4751-95	320	275	250
Water Permeability	l/m ² /sec	100 mm water head	28	16	7.5
Environmental Properties					
Effect of soil Alkalinity	-	-	nil	nil	nil
Effect of soil Acidity	-	-	nil	nil	nil
Effect of Bacteria	-	-	nil	nil	nil
Effect of U.V. Light	-	-	Stabilized	Stabilized	Stabilized
Packaging					
Roll Length	m	-	150 - 200	150 - 200	150 - 200
Roll Width	m	-	3 - 4	3 - 4	3 - 4
Roll Area	m ²	-	640 - 750	640 - 760	640 - 760
Roll Diameter (Approx)	m	-	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5	0.4 - 0.5
Roll Weight (Approx)	kg	-	96 - 114	128 - 152	160 - 190

All information, illustration and specification are based on the latest product information available at the time of printing. The right is reserved to make changes at any time without notice.

Distributed by :

PT. TEKNINDO GEOSISTEM UNGGUL
 Wilana SIER Building, 1st Floor, Jl. Rungkut Industri Raya 10, Surabaya 60269
 Tel. 031-8475062 Fax: 031-8475063
 E-mail: info@geosistem.co.id
 Website : www.geosistem.co.id

GEOSISTEM CERTIFICATE NO. JET 01000 CERTIFICATE NO. JET 01001

Gambar 3. Spesifikasi *Geotextile* UnggulTex UW-250

Spesifikasi Geogrid

:: SPESIFIKASI KHUSUS ::


MULTiblock® Retaining Wall System (Tensar Wall 1-4)

2.3 MATERIAL PONDASI UNTUK PERLETAKAN MODULAR CONCRETE BLOCK

Material berupa pasir, kerikil, batu pecah yang dipadatkan atau beton (B0) tanpa tulangan seperti ditunjukkan pada gambar-gambar rencana.
Kerikil bulat (*peagravel*) tidak diperkenankan untuk digunakan.

2.4 MATERIAL GEOGRID UNTUK PENULANGAN TANAH


- Unsur kekuatan harus merupakan produk geogrid yang diproduksi sesuai dengan persyaratan *quality assurance* BS EN ISO 9001:2000 dan BS EN ISO 14001:1996.
- Unsur kekuatan harus merupakan geogrid yang diproduksi dari lembaran *high density polyethylene*, berorientasi satu arah sehingga dengan demikian menghasilkan rusuk-rusuk yang mempunyai tingkat orientasi molekuler yang tinggi yang diteruskan ke batang transversalnya (*transverse bar*) yang utuh.



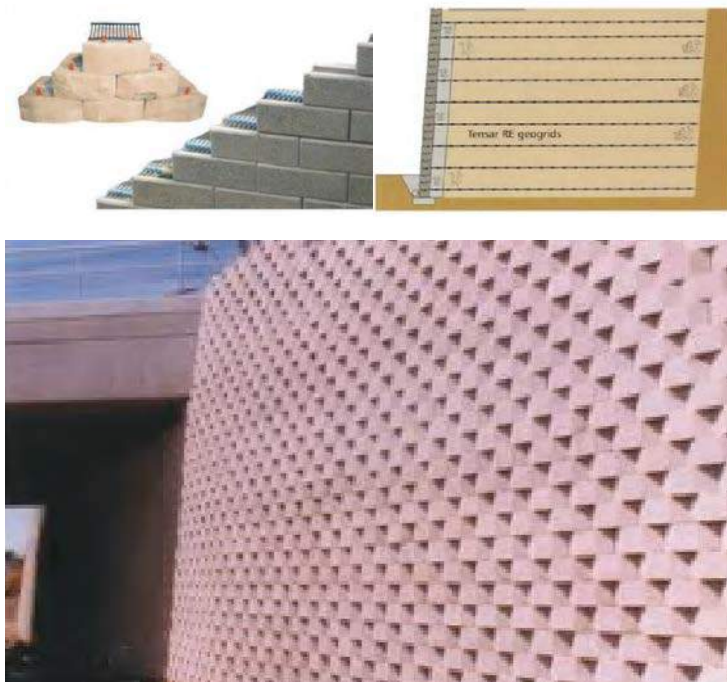
3. Kekuatan tarik batas rangkai untuk umur rencana 120 tahun untuk masing-masing tipe geogrid pada temperatur rata-rata 30°, harus sebesar sebagai berikut :

Tipe Geogrid	Long Term Strength (kN/m)
RE510	17.24
RE520	22.76
RE540	27.80
RE560	36.23
RE570	51.03
RE580	59.17

4


 PT MIB TIRANGIN REKATAMA PATRIA

Gambar 4. Spesifikasi Geogrid Uniaxial RE580 PT. Multibangun Rekatama Patria



Gambar 5. Pemasangan *Multiblocks* PT. Multibangun
Rekatama Patria

A. Harga Material					
No	Jenis Barang	Nomor seri di brosur	Kebutuhan	Satuan	Harga satuan
1	Geotekstile non-woven	UNW-150	1	m ²	Rp 10,000.00
		UNW-200	1	m ²	Rp 11,000.00
		UNW-250	1	m ²	Rp 12,500.00
		UNW-300	1	m ²	Rp 13,500.00
		UNW-350	1	m ²	Rp 16,500.00
		UNW-400	1	m ²	Rp 17,500.00
		UNW-450	1	m ²	Rp 21,500.00
		UNW-500	1	m ²	Rp 23,500.00
2	Geotekstile woven	UNW-600	1	m ²	Rp 26,500.00
		UNW-700	1	m ²	Rp 33,000.00
		UW-150	1	m ²	Rp 11,000.00
3	PVD	UW-200	1	m ²	Rp 12,500.00
		UW-250	1	m ²	Rp 17,000.00
4	PHD	CT-D812	1	m'	Rp 3,500.00
5	Geomembrane	CT-SD100-20	1	m'	Rp 117,000.00
		CT-SD100-30	1	m'	-
		Thickness 0.75 mm	1	m ²	Rp 35,000.00
		Thickness 1.0 mm	1	m ²	Rp 45,000.00
		Thickness 1.5 mm	1	m ²	Rp 67,500.00
		Thickness 2.0 mm	1	m ²	Rp 87,500.00
6		Thickness 2.5 mm	1	m ²	Rp 110,000.00
		Thickness 3.0 mm	1	m ²	Rp 130,000.00
7	Inclinometer (read out + Standart Tablet + Software)		1	Unit	Rp 132,000,000.00
8	Inclinometer (pipe) L = 24 m *		1	Titik	Rp 42,000,000.00
9	Pneumatik Piezometer (material) 3 Tip (20 m, 15 m, 10m)*		1	Titik	Rp 45,500,000.00
10	Pneumatik Piezometer (read out)		1	Unit	Rp 145,000,000.00
11	Settlement Plate (50 cm x 50 cm x 0.6 cm) Lmax 7.5 m*		1	Titik	Rp 2,500,000.00
12	Waterpass (Auto Level)		1	Unit	Rp 8,000,000.00
Note : * = Harga Terpasang USD = 14,000.00					

Gambar 6. Harga *Geotextile* UnggulTex UW-250 dan PVD CeTau-Drain CT-D812 (PT. Teknindo Geosistem Unggul)

PT. GEMILAN BETON PRECAST

SPUN CONCRETE PILE

SPESIFIKASI DAN HARGA



Kami perusahaan pembuat tiang pancang bulat pretekan.

Produk tiang pancang bulat (Spun Pile) dari ukuran diameter 30cm, 35cm, 40cm, 45cm, 50cm, & 60cm dengan Concrete Strength K-500, saat ini memiliki stock ribuan batang dengan berbagai ukuran, & harga bersaing, kualitas terjamin. Adapun variasi panjang tiang pancang adalah 12 m, 10 m, 9 m and 6 m.

SPESIFIKASI DAN HARGA

1. Spesifikasi Harga

Diameter : 30cm,
Panjang : 6m/8m
Harga : Rp 3.000.000 / Batang

2. Spesifikasi Harga

Diameter : 40cm
Panjang : 9m/10m
Harga : Rp 3.600.000 / Batang

3. Spesifikasi Harga

Diameter : 50cm
Panjang : 12m/14m
Harga : Rp 5.500.000 / Batang

4. Spesifikasi Harga

Diameter : 60cm
Panjang : 15m/16m
Harga : Rp 6.700.000 / Batang

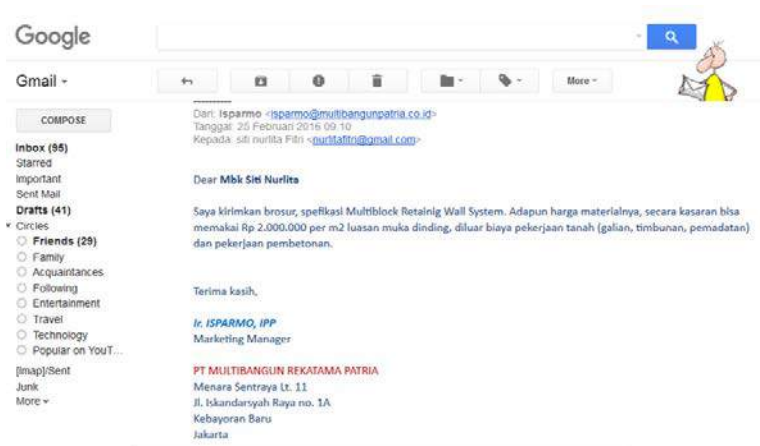
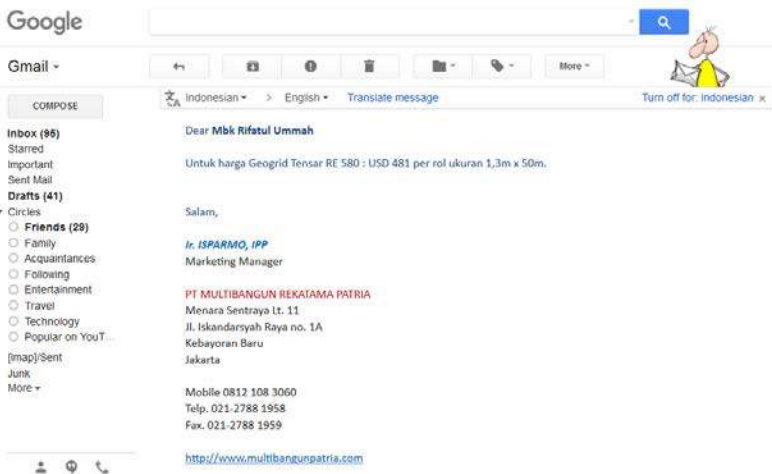
Produk tiang pancang atau spun pile kami telah banyak dipakai untuk proyek di dalam maupun luar negeri, khususnya wilayah Jakarta & Kepri dan sekitarnya.

Hubungi kami untuk mendapatkan penawaran harga terbaru, maupun untuk mendapatkan surat dukungan tiang pancang (surat dukungan material), kami siap membantu:

HAMDAN WIJAYA
Hp. 081291254718

PT. GEMILAN BETON PRECAST
Jl. Jend Gatot Subroto Km 9.5 Kadu Jaya Curug Tangerang 15810
e-mail : gemilangeprecast@gmail.com

Gambar 7. Harga Tiang Pancang yang Dipakai

Gambar 8. Harga *Multiblocks* yang DipakaiGambar 9. Harga *Geogrid* yang Dipakai

Spesifikasi Micropile



No	Type		Mutu Beton	Tianggan besi ø	Sanglana besi ø	Sisi (cm)	Panjang (m)	Berat Beton kg/m ³	P (tekan) Mpa (t/m ²)	Transportasi m ³	Harga						Jasa pemancangan n = 350	
											per 1 m	per 2 m	per 3 m	per 6 m	per 6 m			
K - 450	10	6	16	6	61.4 Kg	21	11.520 /M ³	Rp 99.429	Rp 198.854	Rp 298.288	Rp 596.576	Rp 28.295.7	30.000.00					
K - 450	12	6	16	6	61.4 Kg	23	11.520 /M ³	Rp 109.291	Rp 218.582	Rp 327.873	Rp 655.746	Rp 30.000.00						
K - 450	13	6	16	6	61.4 Kg	23	11.520 /M ³	Rp 114.894	Rp 229.788	Rp 344.683	Rp 689.365	Rp 30.000.00						
No	Type		Mutu Beton	Tianggan besi ø	Sanglana besi ø	Sisi (cm)	Panjang (m)	Berat Beton kg/m ³	P (tekan) Mpa (t/m ²)	Transportasi m ³	Harga						Jasa pemancangan n = 350	
											per 1 m	per 2 m		per 3 m	per 6 m	per 6 m		
K - 450	10	6	18	6	77.8 Kg	26	14.580 /M ³	Rp 116.363	Rp 232.725	Rp 349.088	Rp 698.176	Rp 28.295.7	30.000.00					
K - 450	12	6	18	6	77.8 Kg	27	14.580 /M ³	Rp 126.225	Rp 252.443	Rp 378.674	Rp 757.346	Rp 30.000.00						
K - 450	13	6	18	6	77.8 Kg	28	14.580 /M ³	Rp 131.828	Rp 263.655	Rp 395.483	Rp 790.967	Rp 30.000.00						
No	Type		Mutu Beton	Tianggan besi ø	Sanglana besi ø	Sisi (cm)	Panjang (m)	Berat Beton kg/m ³	P (tekan) Mpa (t/m ²)	Transportasi m ³	Harga						Jasa pemancangan n = 350	
											per 1 m	per 2 m		per 3 m	per 6 m	per 6 m		
K - 450	12	6	20	6	96.0 Kg	33	18.000 /M ³	Rp 145.050	Rp 290.100	Rp 435.144	Rp 870.289	Rp 28.295.7	30.000.00					
K - 450	13	6	20	6	96.0 Kg	34	18.000 /M ³	Rp 150.653	Rp 301.306	Rp 451.954	Rp 903.908	Rp 30.000.00						
K - 450	16	8	20	6	96.0 Kg	36	18.000 /M ³	Rp 184.655	Rp 369.310	Rp 553.964	Rp 1.107.920	Rp 30.000.00						

Gambar 10. Spesifikasi dan Daftar Harga Micropile ATA BETON

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN 3

PERHITUNGAN BESAR PEMAMPATAN (S_c) DAN TINGGI TIMBUNAN AWAL (H_{INITIAL})

1. PERHITUNGAN BESAR PEMAMPATAN (S_c) DAN TINGGI TIMBUNAN AWAL (H_{INITIAL}) (TIMBUNAN MIRING)

Tabel 1. Data Perencanaan untuk $q = 5,4 \text{ t/m}^2$

h timbunan	3	m
γ timbunan	1.8	t/m ³
γ sat timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi muka air	4.4	m
fluktuasi muka air	4.4	t/m ²
q	5.4	t/m ²
kemiringan	1:	2
B1	3	m
B2	6	m
(B1+B2)/B2	1.5	
B1/B2	0.5	

Tabel 2. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 5,4 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan																						
Kedalaman H			Tebal lapisan	z	e	Cc	Cs	α1	α2	Δσ	2Δσ	γ sat	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
								°	°	t/m2	t/m3	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2		
(m)			(m)	(m)																t/m2	(m)	(m)
0	-	1	1	0.5	1.507	1.177	0.118	6.282	80.538	2.699	5.398	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.82298	OC Soil	5.716	0.094	0.094
1	-	2	1	1.5	1.507	1.177	0.118	17.103	63.435	2.673	5.345	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.607659	OC Soil	6.300	0.068	0.162
2	-	3	1	2.5	1.507	1.177	0.118	24.281	50.194	2.598	5.197	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.764595	OC Soil	6.789	0.052	0.215
3	-	4	1	3.5	1.583	1.193	0.119	28.148	40.601	2.485	4.969	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977456	OC Soil	7.194	0.038	0.253
4	-	5	1	4.5	1.583	1.193	0.119	29.745	33.690	2.349	4.698	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.540878	OC Soil	7.554	0.027	0.280
5	-	6	1	5.5	1.583	1.193	0.119	29.960	28.610	2.207	4.413	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.26221	OC Soil	7.899	0.017	0.297
6	-	7	1	6.5	1.382	1.171	0.117	29.387	24.775	2.066	4.131	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063062	OC Soil	8.270	0.015	0.312
7	-	8	1	7.5	1.382	1.171	0.117	28.393	21.801	1.932	3.863	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.913882	OC Soil	8.678	0.013	0.324
8	-	9	1	8.5	1.382	1.171	0.117	27.197	19.440	1.807	3.614	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801419	OC Soil	9.104	0.011	0.335
9	-	10	1	9.5	1.300	1.171	0.117	25.926	17.526	1.692	3.385	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713439	OC Soil	9.552	0.010	0.345

Tabel 3. H_{initial} untuk $q = 5,4 \text{ t/m}^2$

q	0.99	t/m ²
H awal	3.19	m

Tabel 4. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 5,4 \text{ t/m}^2$)

Akibat beban pavement																								
Kedalaman			Tebal lapisan	x	y	z	e	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	Δσ	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)	(m)	t/m2							t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2		t/m2	(m)	(m)		
0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	
0	-	1	1	∞	3	3.69145	1.507	1.177	0.118	∞	0.813	0.190	0.7524	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.82298	OC Soil	1.071	0.025	0.025
1	-	2	1	∞	3	4.69145	1.507	1.177	0.118	∞	0.639	0.170	0.6732	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.607659	OC Soil	1.628	0.011	0.036
2	-	3	1	∞	3	5.69145	1.507	1.177	0.118	∞	0.527	0.150	0.594	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.764595	OC Soil	2.186	0.006	0.042
3	-	4	1	∞	3	6.69145	1.583	1.193	0.119	∞	0.448	0.135	0.5346	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977456	OC Soil	2.760	0.004	0.046
4	-	5	1	∞	3	7.69145	1.583	1.193	0.119	∞	0.390	0.120	0.4752	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.540878	OC Soil	3.331	0.003	0.049
5	-	6	1	∞	3	8.69145	1.583	1.193	0.119	∞	0.345	0.110	0.4356	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.26221	OC Soil	3.922	0.002	0.052
6	-	7	1	∞	3	9.69145	1.382	1.171	0.117	∞	0.310	0.100	0.396	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063062	OC Soil	4.535	0.002	0.054
7	-	8	1	∞	3	10.69145	1.382	1.171	0.117	∞	0.281	0.090	0.3564	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.913882	OC Soil	5.171	0.002	0.055
8	-	9	1	∞	3	11.69145	1.382	1.171	0.117	∞	0.257	0.082	0.32472	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801419	OC Soil	5.815	0.001	0.057
9	-	10	1	∞	3	12.69145	1.300	1.171	0.117	∞	0.236	0.080	0.3168	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713439	OC Soil	6.484	0.001	0.058

Tabel 5. Data Perencanaan untuk $q = 9 \text{ t/m}^2$

h timbunan	5	m
γ timbunan	1.8	t/m ³
γ sat timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi muka air	4.4	m
	4.4	t/m ²
q	9.0	t/m ²
kemiringan	1:	2
B1	3	m
B2	10	m
(B1+B2)/B2	1.3	
B1/B2	0.3	

Tabel 6. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 9 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan																						
Kedalaman H			Tebal lapisan	z	e	Cc	Cs	α1	α2	Δσ	2Δσ	γ sat	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)				°	°	t/m2	t/m3	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	t/m2	t/m2
			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-	1	1	0.5	1.507	1.177	0.118	7.260	80.538	4.499	8.998	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	9.316	0.194	0.194
1	-	2	1	1.5	1.507	1.177	0.118	19.983	63.435	4.471	8.941	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	9.896	0.160	0.354
2	-	3	1	2.5	1.507	1.177	0.118	28.920	50.194	4.390	8.779	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	10.371	0.139	0.493
3	-	4	1	3.5	1.583	1.193	0.119	34.330	40.601	4.262	8.523	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	10.748	0.119	0.612
4	-	5	1	4.5	1.583	1.193	0.119	37.216	33.690	4.104	8.207	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	11.063	0.103	0.715
5	-	6	1	5.5	1.583	1.193	0.119	38.457	28.610	3.930	7.861	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	11.346	0.089	0.805
6	-	7	1	6.5	1.382	1.171	0.117	38.660	24.775	3.752	7.503	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	11.642	0.082	0.886
7	-	8	1	7.5	1.382	1.171	0.117	38.217	21.801	3.574	7.148	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	11.963	0.070	0.956
8	-	9	1	8.5	1.382	1.171	0.117	37.381	19.440	3.402	6.804	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	12.294	0.059	1.015
9	-	10	1	9.5	1.300	1.171	0.117	36.316	17.526	3.237	6.474	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	12.641	0.052	1.066

Tabel 7. H_{initial} untuk $q = 9 \text{ t/m}^2$

q	0.99	t/m ²
H awal	5.59	m

Tabel 8. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 9 \text{ t/m}^2$)

Akibat beban pavement																								
Kedalaman			Tebal lapisan	x	y	z	e	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	Δσ	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)	(m)	t/m2							t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)	
0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	
0	-	1	1	∞	3	6.092	1.507	1.177	0.118	∞	0.492	0.142	0.56232	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	0.881	0.021	0.021
1	-	2	1	∞	3	7.092	1.507	1.177	0.118	∞	0.423	0.129	0.51084	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	1.466	0.009	0.029
2	-	3	1	∞	3	8.092	1.507	1.177	0.118	∞	0.371	0.117	0.46332	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	2.055	0.005	0.035
3	-	4	1	∞	3	9.092	1.583	1.193	0.119	∞	0.330	0.11	0.4356	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	2.661	0.004	0.038
4	-	5	1	∞	3	10.092	1.583	1.193	0.119	∞	0.297	0.099	0.39204	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	3.248	0.003	0.041
5	-	6	1	∞	3	11.092	1.583	1.193	0.119	∞	0.270	0.089	0.35244	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	3.838	0.002	0.043
6	-	7	1	∞	3	12.092	1.382	1.171	0.117	∞	0.248	0.086	0.34056	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	4.480	0.002	0.044
7	-	8	1	∞	3	13.092	1.382	1.171	0.117	∞	0.229	0.082	0.32472	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	5.139	0.001	0.046
8	-	9	1	∞	3	14.092	1.382	1.171	0.117	∞	0.213	0.072	0.28512	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	5.775	0.001	0.047
9	-	10	1	∞	3	15.092	1.300	1.171	0.117	∞	0.199	0.069	0.27324	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	6.441	0.001	0.048

Tabel 9. Data Perencanaan untuk $q = 12,6 \text{ t/m}^2$

h timbunan	7	m
γ timbunan	1.8	t/m ³
γ sat timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi muka air	4.4	m
	4.4	t/m ²
q	12.6	t/m ²
kemiringan	1:	2
B1	3	m
B2	14	m
(B1+B2)/B2	1.214	
B1/B2	0.214	

Tabel 10. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 12,6 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan																						
Kedalaman H			Tebal lapisan	z	e	Cc	Cs	α1	α2	Δσ	2Δσ	γ sat	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)				°	°	t/m2	t/m3	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-	1	1	0.5	1.507	1.177	0.118	7.778	80.538	6.299	12.597	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	12.916	0.260	0.260
1	-	2	1	1.5	1.507	1.177	0.118	21.523	63.435	6.270	12.540	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	13.495	0.224	0.484
2	-	3	1	2.5	1.507	1.177	0.118	31.440	50.194	6.186	12.372	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	13.964	0.200	0.683
3	-	4	1	3.5	1.583	1.193	0.119	37.765	40.601	6.052	12.104	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	14.329	0.177	0.860
4	-	5	1	4.5	1.583	1.193	0.119	41.483	33.690	5.884	11.769	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	14.624	0.159	1.019
5	-	6	1	5.5	1.583	1.193	0.119	43.462	28.610	5.697	11.394	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	14.880	0.144	1.163
6	-	7	1	6.5	1.382	1.171	0.117	44.300	24.775	5.500	11.000	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	15.139	0.138	1.301
7	-	8	1	7.5	1.382	1.171	0.117	44.393	21.801	5.299	10.599	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	15.414	0.124	1.424
8	-	9	1	8.5	1.382	1.171	0.117	43.995	19.440	5.100	10.201	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	15.691	0.111	1.536
9	-	10	1	9.5	1.300	1.171	0.117	43.277	17.526	4.905	9.811	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	15.978	0.103	1.639

Tabel 11. H_{initial} untuk $q = 12,6 \text{ t/m}^2$

q	0.99	t/m2
Hawal	7.91	m

Tabel 12. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 12,6 \text{ t/m}^2$)

Akibat beban pavement																								
Kedalaman			Tebal lapisan	x	y	z	e	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	Δσ	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)	(m)	t/m2							t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)	
0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	
0	-	1	1	∞	3	8.410	1.507	1.177	0.118	∞	0.357	0.113	0.44748	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	0.766	0.018	0.018
1	-	2	1	∞	3	9.410	1.507	1.177	0.118	∞	0.319	0.11	0.4356	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	1.391	0.008	0.026
2	-	3	1	∞	3	10.410	1.507	1.177	0.118	∞	0.288	0.099	0.39204	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	1.984	0.004	0.030
3	-	4	1	∞	3	11.410	1.583	1.193	0.119	∞	0.263	0.089	0.35244	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	2.578	0.003	0.033
4	-	5	1	∞	3	12.410	1.583	1.193	0.119	∞	0.242	0.086	0.34056	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	3.196	0.002	0.035
5	-	6	1	∞	3	13.410	1.583	1.193	0.119	∞	0.224	0.082	0.32472	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	3.811	0.002	0.037
6	-	7	1	∞	3	14.410	1.382	1.171	0.117	∞	0.208	0.072	0.28512	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	4.424	0.001	0.038
7	-	8	1	∞	3	15.410	1.382	1.171	0.117	∞	0.195	0.068	0.26928	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	5.084	0.001	0.040
8	-	9	1	∞	3	16.410	1.382	1.171	0.117	∞	0.183	0.06	0.2376	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	5.728	0.001	0.041
9	-	10	1	∞	3	17.410	1.300	1.171	0.117	∞	0.172	0.057	0.22572	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	6.393	0.001	0.041

Tabel 13. Data Perencanaan untuk $q = 16,2 \text{ t/m}^2$

h timbunan	9	m
γ timbunan	1.8	t/m3
γ sat timbunan	1.8	t/m3
fluktuasi muka air	4.4	m
	4.4	t/m2
q	16.2	t/m2
kemiringan	1:	2
B1	3	m
B2	18	m
(B1+B2)/B2	1.167	
B1/B2	0.167	

Tabel 14. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 16,2 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan																						
Kedalaman H			Tebal lapisan	z	e	Cc	Cs	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\Delta \sigma$	$2 \Delta \sigma$	$\gamma \text{ sat}$	γ'	$\gamma' * H$	$\gamma' * H \text{ kum}$	$\sigma'0$	$\sigma'c$	OCR	NC/OC soil	$\Delta \sigma + \sigma'0$	Sc	ΣSc
(m)			(m)	(m)				°	°	t/m2	t/m3	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2		
			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-	1	1	0.5	1.507	1.177	0.118	8.098	80.538	8.099	16.197	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	16.516	0.310	0.310
1	-	2	1	1.5	1.507	1.177	0.118	22.479	63.435	8.069	16.139	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	17.094	0.272	0.582
2	-	3	1	2.5	1.507	1.177	0.118	33.017	50.194	7.984	15.968	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	17.560	0.246	0.828
3	-	4	1	3.5	1.583	1.193	0.119	39.936	40.601	7.847	15.695	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	17.920	0.221	1.050
4	-	5	1	4.5	1.583	1.193	0.119	44.215	33.690	7.675	15.349	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	18.205	0.203	1.253
5	-	6	1	5.5	1.583	1.193	0.119	46.713	28.610	7.480	14.960	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	18.446	0.187	1.440
6	-	7	1	6.5	1.382	1.171	0.117	48.026	24.775	7.273	14.545	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	18.684	0.183	1.623
7	-	8	1	7.5	1.382	1.171	0.117	48.545	21.801	7.059	14.119	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	18.933	0.168	1.790
8	-	9	1	8.5	1.382	1.171	0.117	48.524	19.440	6.845	13.689	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	19.179	0.154	1.944
9	-	10	1	9.5	1.300	1.171	0.117	48.133	17.526	6.631	13.263	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	19.430	0.147	2.091

Tabel 15. H_{initial} untuk $q = 16,2 \text{ t/m}^2$

q	0.99	t/m2
H awal	10.16	m

Tabel 16. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 16,2 \text{ t/m}^2$)

Akibat beban pavement																								
Kedalaman			Tebal lapisan	x	y	z	e	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	$\Delta\sigma$	γ	γ'	$\gamma' \cdot H$	$\gamma' \cdot H_{kum}$	$\sigma'0$	$\sigma'c$	OCR	NC/OC soil	$\Delta\sigma+\sigma'0$	Sc	ΣSc
(m)			(m)	(m)	(m)								t/m2	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
0	-	1	1	∞	3	10.662	1.507	1.177	0.118	∞	0.281	0.098	0.38808	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	0.706	0.016	0.016
1	-	2	1	∞	3	11.662	1.507	1.177	0.118	∞	0.257	0.088	0.34848	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	1.303	0.006	0.023
2	-	3	1	∞	3	12.662	1.507	1.177	0.118	∞	0.237	0.085	0.3366	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	1.928	0.004	0.027
3	-	4	1	∞	3	13.662	1.583	1.193	0.119	∞	0.220	0.081	0.32076	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	2.546	0.003	0.029
4	-	5	1	∞	3	14.662	1.583	1.193	0.119	∞	0.205	0.071	0.28116	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	3.137	0.002	0.031
5	-	6	1	∞	3	15.662	1.583	1.193	0.119	∞	0.192	0.067	0.26532	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	3.751	0.001	0.033
6	-	7	1	∞	3	16.662	1.382	1.171	0.117	∞	0.180	0.059	0.23364	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	4.373	0.001	0.034
7	-	8	1	∞	3	17.662	1.382	1.171	0.117	∞	0.170	0.055	0.2178	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	5.032	0.001	0.035
8	-	9	1	∞	3	18.662	1.382	1.171	0.117	∞	0.161	0.05	0.198	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	5.688	0.001	0.035
9	-	10	1	∞	3	19.662	1.300	1.171	0.117	∞	0.153	0.048	0.19008	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	6.357	0.001	0.036

Tabel 17. Data Perencanaan untuk $q = 19,8 \text{ t/m}^2$

h timbunan	11	m
γ timbunan	1.8	t/m ³
γ sat timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi muka air	4.4	m
	4.4	t/m ²
q	19.8	t/m ²
kemiringan	1:	2
B1	3	m
B2	22	m
(B1+B2)/B2	1.136	
B1/B2	0.136	

Tabel 18. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 19,8 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan																						
Kedalaman H			Tebal lapisan	z	e	Cc	Cs	α1	α2	Δσ	2Δσ	γ sat	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)				°	°	t/m2	t/m3	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-	1	1	0.5	1.507	1.177	0.118	8.317	80.538	9.899	19.797	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	20.116	0.351	0.351
1	-	2	1	1.5	1.507	1.177	0.118	23.131	63.435	9.869	19.739	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	20.693	0.311	0.661
2	-	3	1	2.5	1.507	1.177	0.118	34.095	50.194	9.783	19.567	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	21.158	0.284	0.946
3	-	4	1	3.5	1.583	1.193	0.119	41.429	40.601	9.645	19.290	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	21.515	0.258	1.204
4	-	5	1	4.5	1.583	1.193	0.119	46.106	33.690	9.469	18.938	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	21.794	0.239	1.443
5	-	6	1	5.5	1.583	1.193	0.119	48.982	28.610	9.270	18.540	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	22.026	0.222	1.666
6	-	7	1	6.5	1.382	1.171	0.117	50.651	24.775	9.057	18.113	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	22.252	0.220	1.885
7	-	8	1	7.5	1.382	1.171	0.117	51.499	21.801	8.836	17.671	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	22.486	0.204	2.090
8	-	9	1	8.5	1.382	1.171	0.117	51.782	19.440	8.611	17.222	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	22.713	0.190	2.280
9	-	10	1	9.5	1.300	1.171	0.117	51.668	17.526	8.386	16.773	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	22.940	0.183	2.463

Tabel 19. H_{initial} untuk $q = 19,8 \text{ t/m}^2$

q	0.99	t/m ²
H awal	12.37	m

Tabel 20. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 19,8 \text{ t/m}^2$)

Akibat beban pavement																								
Kedalaman			Tebal lapisan	x	y	z	e	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	Δσ	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)	(m)	t/m2							t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)	
0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	
0	-	1	1	∞	3	12.868	1.507	1.177	0.118	∞	0.233	0.083	0.32868	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	0.647	0.014	0.014
1	-	2	1	∞	3	13.868	1.507	1.177	0.118	∞	0.216	0.079	0.31284	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	1.268	0.006	0.020
2	-	3	1	∞	3	14.868	1.507	1.177	0.118	∞	0.202	0.070	0.2772	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	1.869	0.003	0.024
3	-	4	1	∞	3	15.868	1.583	1.193	0.119	∞	0.189	0.066	0.26136	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	2.486	0.002	0.026
4	-	5	1	∞	3	16.868	1.583	1.193	0.119	∞	0.178	0.058	0.22968	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	3.085	0.002	0.027
5	-	6	1	∞	3	17.868	1.583	1.193	0.119	∞	0.168	0.054	0.21384	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	3.700	0.001	0.028
6	-	7	1	∞	3	18.868	1.382	1.171	0.117	∞	0.159	0.049	0.19404	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	4.333	0.001	0.029
7	-	8	1	∞	3	19.868	1.382	1.171	0.117	∞	0.151	0.047	0.18612	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	5.001	0.001	0.030
8	-	9	1	∞	3	20.868	1.382	1.171	0.117	∞	0.144	0.043	0.17028	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	5.661	0.001	0.031
9	-	10	1	∞	3	21.868	1.300	1.171	0.117	∞	0.137	0.041	0.16236	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	6.330	0.001	0.032

Tabel 21. Data Perencanaan untuk $q = 23,4 \text{ t/m}^2$

h timbunan	13	m
γ timbunan	1.8	t/m ³
γ sat timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi muka air	4.4	m
	4.4	t/m ²
q	23.4	t/m ²
kemiringan	1:	2
B1	3	m
B2	26	m
(B1+B2)/B2	1.115	
B1/B2	0.115	

Tabel 22. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 23,4 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan																						
Kedalaman H			Tebal lapisan	z	e	Cc	Cs	α1	α2	Δσ	2Δσ	γ sat	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)				°	°	t/m2	t/m3	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-	1	1	0.5	1.507	1.177	0.118	8.475	80.538	11.699	23.397	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	23.716	0.384	0.384
1	-	2	1	1.5	1.507	1.177	0.118	23.604	63.435	11.669	23.338	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	24.293	0.343	0.728
2	-	3	1	2.5	1.507	1.177	0.118	34.878	50.194	11.583	23.165	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	24.757	0.316	1.044
3	-	4	1	3.5	1.583	1.193	0.119	42.517	40.601	11.443	22.886	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	25.111	0.289	1.333
4	-	5	1	4.5	1.583	1.193	0.119	47.490	33.690	11.266	22.531	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	25.387	0.270	1.603
5	-	6	1	5.5	1.583	1.193	0.119	50.651	28.610	11.064	22.127	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	25.613	0.253	1.856
6	-	7	1	6.5	1.382	1.171	0.117	52.591	24.775	10.847	21.693	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	25.832	0.252	2.107
7	-	8	1	7.5	1.382	1.171	0.117	53.698	21.801	10.620	21.241	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	26.056	0.236	2.343
8	-	9	1	8.5	1.382	1.171	0.117	54.224	19.440	10.390	20.779	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	26.270	0.221	2.564
9	-	10	1	9.5	1.300	1.171	0.117	54.336	17.526	10.157	20.314	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	26.481	0.215	2.779

Tabel 23. H_{initial} untuk $q = 23,4 \text{ t/m}^2$

q	0.99	t/m2
H awal	14.54	m

Tabel 24. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 23,4 \text{ t/m}^2$)

Akibat beban pavement																								
Kedalaman			Tebal lapisan	x	y	z	e	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	Δσ	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)	(m)	t/m2							t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)	
0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	
0	-	1	1	∞	3	15.044	1.507	1.177	0.118	∞	0.199	0.069	0.27324	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	0.592	0.013	0.013
1	-	2	1	∞	3	16.044	1.507	1.177	0.118	∞	0.187	0.065	0.2574	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	1.212	0.005	0.018
2	-	3	1	∞	3	17.044	1.507	1.177	0.118	∞	0.176	0.057	0.22572	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	1.817	0.003	0.020
3	-	4	1	∞	3	18.044	1.583	1.193	0.119	∞	0.166	0.053	0.20988	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	2.435	0.002	0.022
4	-	5	1	∞	3	19.044	1.583	1.193	0.119	∞	0.158	0.048	0.19008	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	3.046	0.001	0.023
5	-	6	1	∞	3	20.044	1.583	1.193	0.119	∞	0.150	0.046	0.18216	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	3.668	0.001	0.024
6	-	7	1	∞	3	21.044	1.382	1.171	0.117	∞	0.143	0.042	0.16632	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	4.305	0.001	0.025
7	-	8	1	∞	3	22.044	1.382	1.171	0.117	∞	0.136	0.041	0.16236	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	4.977	0.001	0.026
8	-	9	1	∞	3	23.044	1.382	1.171	0.117	∞	0.130	0.040	0.1584	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	5.649	0.001	0.026
9	-	10	1	∞	3	24.044	1.300	1.171	0.117	∞	0.125	0.038	0.15048	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	6.318	0.001	0.027

Tabel 25. Data Perencanaan untuk $q = 27 \text{ t/m}^2$

h timbunan	15	m
γ timbunan	1.8	t/m ³
γ sat timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi muka air	4.4	m
	4.4	t/m ²
q	27.0	t/m ²
kemiringan	1:	2
B1	3	m
B2	30	m
(B1+B2)/B2	1.1	
B1/B2	0.1	

Tabel 26. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 27 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan																						
Kedalaman H			Tebal lapisan	z	e	Cc	Cs	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\Delta \sigma$	$2 \Delta \sigma$	γ sat	γ'	$\gamma' * H$	$\gamma' * H$ kum	$\sigma' 0$	$\sigma' c$	OCR	NC/OC soil	$\Delta \sigma + \sigma' 0$	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)				°	°	t/m2	t/m3	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	t/m2	t/m2
			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-	1	1	0.5	1.507	1.177	0.118	8.594	80.538	13.499	26.997	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	27.316	0.413	0.413
1	-	2	1	1.5	1.507	1.177	0.118	23.962	63.435	13.469	26.938	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	27.893	0.372	0.785
2	-	3	1	2.5	1.507	1.177	0.118	35.473	50.194	13.382	26.765	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	28.356	0.344	1.129
3	-	4	1	3.5	1.583	1.193	0.119	43.345	40.601	13.242	26.484	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	28.709	0.316	1.445
4	-	5	1	4.5	1.583	1.193	0.119	48.545	33.690	13.063	26.127	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	28.982	0.297	1.741
5	-	6	1	5.5	1.583	1.193	0.119	51.927	28.610	12.860	25.719	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	29.205	0.279	2.020
6	-	7	1	6.5	1.382	1.171	0.117	54.082	24.775	12.640	25.280	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	29.419	0.280	2.300
7	-	8	1	7.5	1.382	1.171	0.117	55.394	21.801	12.410	24.821	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	29.635	0.263	2.563
8	-	9	1	8.5	1.382	1.171	0.117	56.116	19.440	12.175	24.350	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	29.841	0.248	2.811
9	-	10	1	9.5	1.300	1.171	0.117	56.414	17.526	11.937	23.874	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	30.042	0.243	3.054

Tabel 27. H_{initial} untuk $q = 27 \text{ t/m}^2$

q	0.99	t/m ²
H awal	16.70	m

Tabel 28. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 27 \text{ t/m}^2$)

Akibat beban pavement																								
Kedalaman			Tebal lapisan	x	y	z	e	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	Δσ	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)	(m)	t/m2							t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)	
0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	
0	-	1	1	∞	3	17.197	1.507	1.177	0.118	∞	0.174	0.056	0.22176	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	0.540	0.01078	0.01078
1	-	2	1	∞	3	18.197	1.507	1.177	0.118	∞	0.165	0.053	0.20988	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	1.165	0.00405	0.01483
2	-	3	1	∞	3	19.197	1.507	1.177	0.118	∞	0.156	0.047	0.18612	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	1.778	0.00225	0.01708
3	-	4	1	∞	3	20.197	1.583	1.193	0.119	∞	0.149	0.045	0.1782	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	2.403	0.00155	0.01863
4	-	5	1	∞	3	21.197	1.583	1.193	0.119	∞	0.142	0.042	0.16632	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	3.022	0.00114	0.01976
5	-	6	1	∞	3	22.197	1.583	1.193	0.119	∞	0.135	0.041	0.16236	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	3.648	0.00091	0.02068
6	-	7	1	∞	3	23.197	1.382	1.171	0.117	∞	0.129	0.040	0.1584	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	4.297	0.00080	0.02148
7	-	8	1	∞	3	24.197	1.382	1.171	0.117	∞	0.124	0.038	0.15048	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	4.965	0.00066	0.02214
8	-	9	1	∞	3	25.197	1.382	1.171	0.117	∞	0.119	0.037	0.14652	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	5.637	0.00056	0.02270
9	-	10	1	∞	3	26.197	1.300	1.171	0.117	∞	0.115	0.035	0.1386	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	6.306	0.00049	0.02319

Tabel 29. Data Perencanaan untuk $q = 30,6 \text{ t/m}^2$

h timbunan	17	m
γ timbunan	1.8	t/m ³
γ sat timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi muka air	4.4	m
	4.4	t/m ²
q	30.6	t/m ²
kemiringan	1:	2
B1	3	m
B2	34	m
(B1+B2)/B2	1.088	
B1/B2	0.088	

Tabel 30. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 30,6 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan																						
Kedalaman H			Tebal lapisan	z	e	Cc	Cs	α1	α2	Δσ	2Δσ	γ sat	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)				°	°	t/m2	t/m3	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-	1	1	0.5	1.507	1.177	0.118	8.688	80.538	15.299	30.597	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	30.916	0.438	0.438
1	-	2	1	1.5	1.507	1.177	0.118	24.244	63.435	15.269	30.538	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	31.493	0.396	0.835
2	-	3	1	2.5	1.507	1.177	0.118	35.940	50.194	15.182	30.364	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	31.955	0.368	1.203
3	-	4	1	3.5	1.583	1.193	0.119	43.995	40.601	15.041	30.083	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	32.308	0.340	1.543
4	-	5	1	4.5	1.583	1.193	0.119	49.376	33.690	14.862	29.724	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	32.579	0.320	1.863
5	-	6	1	5.5	1.583	1.193	0.119	52.935	28.610	14.657	29.313	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	32.799	0.302	2.165
6	-	7	1	6.5	1.382	1.171	0.117	55.261	24.775	14.435	28.870	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	33.009	0.304	2.469
7	-	8	1	7.5	1.382	1.171	0.117	56.740	21.801	14.203	28.406	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	33.221	0.288	2.757
8	-	9	1	8.5	1.382	1.171	0.117	57.622	19.440	13.965	27.930	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	33.420	0.272	3.029
9	-	10	1	9.5	1.300	1.171	0.117	58.074	17.526	13.723	27.446	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	33.614	0.268	3.297

Tabel 31. H_{initial} untuk $q = 30,6 \text{ t/m}^2$

q	0.99	t/m2
H awal	18.83	m

Tabel 32. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 30,6 \text{ t/m}^2$)

Akibat beban pavement																								
Kedalaman			Tebal lapisan	x	y	z	e	Cc	Cs	m=x/z	n=y/z	I	Δσ	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
													t/m2	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	
0	-	1	1	∞	3	19.332	1.507	1.177	0.118	∞	0.155	0.047	0.18612	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	0.504	0.00939	0.00939
1	-	2	1	∞	3	20.332	1.507	1.177	0.118	∞	0.148	0.044	0.17424	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	1.129	0.00342	0.01280
2	-	3	1	∞	3	21.332	1.507	1.177	0.118	∞	0.141	0.041	0.16236	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	1.754	0.00198	0.01478
3	-	4	1	∞	3	22.332	1.583	1.193	0.119	∞	0.134	0.040	0.1584	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	2.383	0.00138	0.01616
4	-	5	1	∞	3	23.332	1.583	1.193	0.119	∞	0.129	0.039	0.15444	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	3.010	0.00106	0.01722
5	-	6	1	∞	3	24.332	1.583	1.193	0.119	∞	0.123	0.037	0.14652	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	3.632	0.00083	0.01805
6	-	7	1	∞	3	25.332	1.382	1.171	0.117	∞	0.118	0.036	0.14256	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	4.282	0.00072	0.01877
7	-	8	1	∞	3	26.332	1.382	1.171	0.117	∞	0.114	0.035	0.1386	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	4.953	0.00061	0.01937
8	-	9	1	∞	3	27.332	1.382	1.171	0.117	∞	0.110	0.034	0.13464	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	5.625	0.00052	0.01989
9	-	10	1	∞	3	28.332	1.300	1.171	0.117	∞	0.106	0.033	0.13068	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	6.298	0.00046	0.02036

Tabel 33. Data Perencanaan untuk $q = 34,2 \text{ t/m}^2$

h timbunan	19	m
γ timbunan	1.8	t/m ³
γ sat timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi muka air	4.4	m
	4.4	t/m ²
q	34.2	t/m ²
kemiringan	1:	2
B1	3	m
B2	38	m
(B1+B2)/B2	1.079	
B1/B2	0.079	

Tabel 34. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 34,2 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan																						
Kedalaman H			Tebal lapisan	z	e	Cc	Cs	α1	α2	Δσ	2Δσ	γ sat	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)				°	°	t/m2	t/m3	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-	1	1	0.5	1.507	1.177	0.118	8.764	80.538	17.099	34.197	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	34.516	0.461	0.461
1	-	2	1	1.5	1.507	1.177	0.118	24.470	63.435	17.069	34.138	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	35.093	0.418	0.879
2	-	3	1	2.5	1.507	1.177	0.118	36.316	50.194	16.982	33.964	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	35.555	0.390	1.269
3	-	4	1	3.5	1.583	1.193	0.119	44.519	40.601	16.841	33.681	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	35.907	0.361	1.630
4	-	5	1	4.5	1.583	1.193	0.119	50.046	33.690	16.661	33.321	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	36.177	0.341	1.971
5	-	6	1	5.5	1.583	1.193	0.119	53.749	28.610	16.455	32.909	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	36.395	0.323	2.294
6	-	7	1	6.5	1.382	1.171	0.117	56.216	24.775	16.232	32.463	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	36.602	0.326	2.620
7	-	8	1	7.5	1.382	1.171	0.117	57.832	21.801	15.998	31.996	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	36.810	0.310	2.930
8	-	9	1	8.5	1.382	1.171	0.117	58.847	19.440	15.757	31.515	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	37.005	0.294	3.224
9	-	10	1	9.5	1.300	1.171	0.117	59.429	17.526	15.513	31.026	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	37.193	0.290	3.514

Tabel 35. H_{initial} untuk $q = 34,2 \text{ t/m}^2$

q	0.99	t/m ²
H awal	20.95	m

Tabel 36. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 34,2 \text{ t/m}^2$)

Akibat beban pavement																								
Kedalaman			Tebal lapisan	x	y	z	e	Cc	Cs	m=x/z	n=y/z	I	Δσ	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)			(m)	(m)	(m)								t/m2	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
0			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
0	-	1	1	∞	3	21.452	1.507	1.177	0.118	∞	0.140	0.04	0.1584	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	14.823	OC Soil	0.477	0.00823	0.00823
1	-	2	1	∞	3	22.452	1.507	1.177	0.118	∞	0.134	0.039	0.15444	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.608	OC Soil	1.109	0.00306	0.01129
2	-	3	1	∞	3	23.452	1.507	1.177	0.118	∞	0.128	0.038	0.15048	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	3.765	OC Soil	1.742	0.00184	0.01313
3	-	4	1	∞	3	24.452	1.583	1.193	0.119	∞	0.123	0.036	0.14256	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	2.977	OC Soil	2.368	0.00125	0.01438
4	-	5	1	∞	3	25.452	1.583	1.193	0.119	∞	0.118	0.035	0.1386	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	2.541	OC Soil	2.994	0.00095	0.01533
5	-	6	1	∞	3	26.452	1.583	1.193	0.119	∞	0.113	0.034	0.13464	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	2.262	OC Soil	3.621	0.00076	0.01609
6	-	7	1	∞	3	27.452	1.382	1.171	0.117	∞	0.109	0.033	0.13068	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	2.063	OC Soil	4.270	0.00066	0.01675
7	-	8	1	∞	3	28.452	1.382	1.171	0.117	∞	0.105	0.032	0.12672	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	1.914	OC Soil	4.941	0.00055	0.01731
8	-	9	1	∞	3	29.452	1.382	1.171	0.117	∞	0.102	0.031	0.12276	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	1.801	OC Soil	5.613	0.00047	0.01778
9	-	10	1	∞	3	30.452	1.300	1.171	0.117	∞	0.099	0.031	0.12276	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	1.713	OC Soil	6.290	0.00044	0.01822

Tabel 37. Rekap Hasil Perhitungan *Settlement* dan H_{initial} Masing-masing q

q timb	Sc akibat q timb	H initial	H bongkar Traffic	Tebal Pavement	Sc akibat pavement	H final	Sc total
t/m ²	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Direncanakan	Perhitungan	(A+B)/ γt	Grafik	Direncanakan	Perhitungan	C-B-D+E-F	B+F
A	B	C	D	E	F	G	H
5.4	0.345	3.191	0.278	0.450	0.058	2.961	0.402
9	1.066	5.592	0.111	0.450	0.048	4.817	1.114
12.6	1.639	7.910	0.111	0.450	0.041	6.569	1.680
16.2	2.091	10.162	0.111	0.450	0.036	8.374	2.127
19.8	2.463	12.368	0.111	0.450	0.032	10.213	2.495
23.4	2.779	14.544	0.111	0.450	0.027	12.077	2.806
27	3.054	16.697	0.111	0.450	0.023	13.958	3.077
30.6	3.297	18.832	0.111	0.450	0.020	15.853	3.317
34.2	3.514	20.952	0.111	0.450	0.018	17.759	3.533

2. PERHITUNGAN BESAR PEMAMPATAN (S_c) DAN TINGGI TIMBUNAN AWAL (H_{INITIAL}) (TIMBUNAN TEGAK)

Tabel 38. Data Perencanaan untuk $q = 5,4 \text{ t/m}^2$

h timbunan	3	m
q	5.4	t/m ²
γ timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi air	4.4	t/m ²
y	3	m
x	∞	m

Tabel 39. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 5,4 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan tegak																						
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	Δσ	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2					
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	0.5	1.507	1.177	0.118	∞	6.00	0.25	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	5.4	14.823	Ocsoil	5.718311	0.094	0.094
2	1	∞	3	1.5	1.507	1.177	0.118	∞	2.00	0.24	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	5.184	5.608	Ocsoil	6.138932	0.063	0.157
3	1	∞	3	2.5	1.507	1.177	0.118	∞	1.20	0.225	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	4.86	3.765	Ocsoil	6.451553	0.042	0.199
4	1	∞	3	3.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.86	0.205	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	4.428	2.977	Ocsoil	6.653081	0.023	0.222
5	1	∞	3	4.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.67	0.179	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	3.8664	2.541	Ocsoil	6.721915	0.017	0.239
6	1	∞	3	5.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.55	0.155	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	3.348	2.262	Ocsoil	6.83395	0.014	0.253
7	1	∞	3	6.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.46	0.139	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	3.0024	2.063	Ocsoil	7.141386	0.012	0.264
8	1	∞	3	7.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.40	0.123	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	2.6568	1.914	Ocsoil	7.471424	0.009	0.274
9	1	∞	3	8.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.35	0.115	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	2.484	1.801	Ocsoil	7.974262	0.008	0.282
10	1	∞	3	9.5	1.300	1.171	0.117	∞	0.32	0.105	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	2.268	1.713	Ocsoil	8.435309	0.007	0.289

Tabel 40. H_{initial} untuk $q = 5,4 \text{ t/m}^2$

q	=	0.99	t/m ²
H inisial	=	3.16	m

Tabel 41. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 5,4 \text{ t/m}^2$)

akibat beban pavement																							
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	q	γ	γ'	$\gamma' * H$	$\gamma' * H \text{ kum}$	$\sigma'0$	$\sigma'c$	$\Delta\sigma$	OCR	NC/OC soil	$\Delta\sigma + \sigma'0$	Sc	ΣSc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m2	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	
1	1	∞	3	3.660333	1.507	1.177	0.118	∞	0.82	0.195	0.99	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	0.7722	14.823	Ocsoil	1.090511	0.025	0.025
2	1	∞	3	4.660333	1.507	1.177	0.118	∞	0.64	0.17	0.99	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	0.6732	5.608	Ocsoil	1.628132	0.011	0.036
3	1	∞	3	5.660333	1.507	1.177	0.118	∞	0.53	0.152	0.99	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	0.60192	3.765	Ocsoil	2.193473	0.007	0.043
4	1	∞	3	6.660333	1.583	1.193	0.119	∞	0.45	0.138	0.99	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	0.54648	2.977	Ocsoil	2.771561	0.004	0.047
5	1	∞	3	7.660333	1.583	1.193	0.119	∞	0.39	0.12	0.99	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	0.4752	2.541	Ocsoil	3.330715	0.003	0.050
6	1	∞	3	8.660333	1.583	1.193	0.119	∞	0.35	0.11	0.99	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	0.4356	2.262	Ocsoil	3.92155	0.002	0.052
7	1	∞	3	9.660333	1.382	1.171	0.117	∞	0.31	0.102	0.99	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	0.40392	2.063	Ocsoil	4.542906	0.002	0.054
8	1	∞	3	10.66033	1.382	1.171	0.117	∞	0.28	0.089	0.99	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	0.35244	1.914	Ocsoil	5.167064	0.002	0.056
9	1	∞	3	11.66033	1.382	1.171	0.117	∞	0.26	0.085	0.99	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	0.3366	1.801	Ocsoil	5.826862	0.001	0.057
10	1	∞	3	12.66033	1.300	1.171	0.117	∞	0.24	0.081	0.99	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	0.32076	1.713	Ocsoil	6.488069	0.001	0.058

Tabel 42. Data Perencanaan untuk $q = 9 \text{ t/m}^2$

h timbunan	5	m
q	9	t/m2
γ timbunan	1.8	t/m3
fluktuasi air	4.4	t/m2
y	3	m
x	∞	m

Tabel 43. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 9 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan tegak																						
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	Δσ	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	t/m2	t/m2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	0.5	1.507	1.177	0.118	∞	6.00	0.25	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	9	14.823	Ocsoil	9.318311	0.194	0.194
2	1	∞	3	1.5	1.507	1.177	0.118	∞	2.00	0.24	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	8.64	5.608	Ocsoil	9.594932	0.154	0.348
3	1	∞	3	2.5	1.507	1.177	0.118	∞	1.20	0.225	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	8.1	3.765	Ocsoil	9.691553	0.125	0.473
4	1	∞	3	3.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.86	0.205	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	7.38	2.977	Ocsoil	9.605081	0.096	0.569
5	1	∞	3	4.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.67	0.179	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	6.444	2.541	Ocsoil	9.299515	0.068	0.638
6	1	∞	3	5.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.55	0.155	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	5.58	2.262	Ocsoil	9.06595	0.044	0.682
7	1	∞	3	6.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.46	0.139	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	5.004	2.063	Ocsoil	9.142986	0.030	0.712
8	1	∞	3	7.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.40	0.123	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	4.428	1.914	Ocsoil	9.242624	0.015	0.727
9	1	∞	3	8.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.35	0.115	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	4.14	1.801	Ocsoil	9.630262	0.012	0.739
10	1	∞	3	9.5	1.300	1.171	0.117	∞	0.32	0.105	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	3.78	1.713	Ocsoil	9.947309	0.011	0.749

Tabel 44. H_{initial} untuk $q = 9 \text{ t/m}^2$

q	=	0.99	t/m2
H inisial	=	5.42	m

Tabel 45. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 9 \text{ t/m}^2$)

akibat beban pavement																							
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	q	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	Δσ	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m2	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	5.916	1.507	1.177	0.118	∞	0.51	0.15	0.99	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	0.594	14.823	Ocsoil	0.912311	0.021	0.021
2	1	∞	3	6.916	1.507	1.177	0.118	∞	0.43	0.131	0.99	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	0.51876	5.608	Ocsoil	1.473692	0.009	0.030
3	1	∞	3	7.916	1.507	1.177	0.118	∞	0.38	0.12	0.99	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	0.4752	3.765	Ocsoil	2.066753	0.005	0.036
4	1	∞	3	8.916	1.583	1.193	0.119	∞	0.34	0.11	0.99	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	0.4356	2.977	Ocsoil	2.660681	0.004	0.039
5	1	∞	3	9.916	1.583	1.193	0.119	∞	0.30	0.099	0.99	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	0.39204	2.541	Ocsoil	3.247555	0.003	0.042
6	1	∞	3	10.916	1.583	1.193	0.119	∞	0.27	0.088	0.99	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	0.34848	2.262	Ocsoil	3.83443	0.002	0.044
7	1	∞	3	11.916	1.382	1.171	0.117	∞	0.25	0.085	0.99	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	0.3366	2.063	Ocsoil	4.475586	0.002	0.045
8	1	∞	3	12.916	1.382	1.171	0.117	∞	0.23	0.08	0.99	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	0.3168	1.914	Ocsoil	5.131424	0.001	0.047
9	1	∞	3	13.916	1.382	1.171	0.117	∞	0.22	0.079	0.99	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	0.31284	1.801	Ocsoil	5.803102	0.001	0.048
10	1	∞	3	14.916	1.300	1.171	0.117	∞	0.20	0.069	0.99	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	0.27324	1.713	Ocsoil	6.440549	0.001	0.049

Tabel 46. Data Perencanaan untuk $q = 12.6 \text{ t/m}^2$

h timbunan	7	m
q	12.6	t/m ²
γ timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi air	4.4	t/m ²
y	3	m
x	∞	m

Tabel 47. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 12.6 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan tegak																						
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e ₀	C _c	C _s	m=x/z	n=y/z	I	γ	γ'	$\gamma' * H$	$\gamma' * H \text{ kum}$	σ'_0	σ'_c	$\Delta\sigma$	OCR	NC/OC soil	$\Delta\sigma + \sigma'_0$	S _c	ΣS_c
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m ³	t/m ³	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²			t/m ²	(m)	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	0.5	1.507	1.177	0.118	∞	6.00	0.25	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	12.6	14.823	Ocsoil	12.91831	0.260	0.260
2	1	∞	3	1.5	1.507	1.177	0.118	∞	2.00	0.24	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	12.096	5.608	Ocsoil	13.05093	0.217	0.477
3	1	∞	3	2.5	1.507	1.177	0.118	∞	1.20	0.225	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	11.34	3.765	Ocsoil	12.93155	0.184	0.661
4	1	∞	3	3.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.86	0.205	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	10.332	2.977	Ocsoil	12.55708	0.150	0.811
5	1	∞	3	4.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.67	0.179	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	9.0216	2.541	Ocsoil	11.87712	0.118	0.929
6	1	∞	3	5.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.55	0.155	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	7.812	2.262	Ocsoil	11.29795	0.088	1.017
7	1	∞	3	6.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.46	0.139	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	7.0056	2.063	Ocsoil	11.14459	0.072	1.089
8	1	∞	3	7.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.40	0.123	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	6.1992	1.914	Ocsoil	11.01382	0.052	1.141
9	1	∞	3	8.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.35	0.115	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	5.796	1.801	Ocsoil	11.28626	0.041	1.182
10	1	∞	3	9.5	1.300	1.171	0.117	∞	0.32	0.105	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	5.292	1.713	Ocsoil	11.45931	0.030	1.212

Tabel 48. H_{initial} untuk $q = 12.6 \text{ t/m}^2$

q	=	0.99	t/m ²
H inisial	=	7.67	m

Tabel 49. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 12.6 \text{ t/m}^2$)

akibat beban pavement																							
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	q	γ	γ'	$\gamma' * H$	$\gamma' * H_{kum}$	$\sigma'0$	$\sigma'c$	$\Delta\sigma$	OCR	NC/OC soil	$\Delta\sigma + \sigma'0$	Sc	ΣSc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m2	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	8.173334	1.507	1.177	0.118	∞	0.37	0.118	0.99	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	0.46728	14.823	Ocsoil	0.785591	0.018	0.018
2	1	∞	3	9.173334	1.507	1.177	0.118	∞	0.33	0.11	0.99	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	0.4356	5.608	Ocsoil	1.390532	0.008	0.026
3	1	∞	3	10.17333	1.507	1.177	0.118	∞	0.29	0.09	0.99	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	0.3564	3.765	Ocsoil	1.947953	0.004	0.030
4	1	∞	3	11.17333	1.583	1.193	0.119	∞	0.27	0.087	0.99	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	0.34452	2.977	Ocsoil	2.569601	0.003	0.033
5	1	∞	3	12.17333	1.583	1.193	0.119	∞	0.25	0.083	0.99	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	0.32868	2.541	Ocsoil	3.184195	0.002	0.035
6	1	∞	3	13.17333	1.583	1.193	0.119	∞	0.23	0.08	0.99	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	0.3168	2.262	Ocsoil	3.80275	0.002	0.037
7	1	∞	3	14.17333	1.382	1.171	0.117	∞	0.21	0.072	0.99	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	0.28512	2.063	Ocsoil	4.424106	0.001	0.038
8	1	∞	3	15.17333	1.382	1.171	0.117	∞	0.20	0.069	0.99	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	0.27324	1.914	Ocsoil	5.087864	0.001	0.040
9	1	∞	3	16.17333	1.382	1.171	0.117	∞	0.19	0.065	0.99	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	0.2574	1.801	Ocsoil	5.747662	0.001	0.041
10	1	∞	3	17.17333	1.300	1.171	0.117	∞	0.17	0.052	0.99	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	0.20592	1.713	Ocsoil	6.373229	0.001	0.041

Tabel 50. Data Perencanaan untuk $q = 16.2 \text{ t/m}^2$

h timbunan	9	m
q	16.2	t/m2
γ timbunan	1.8	t/m3
fluktuasi air	4.4	t/m2
y	3	m
x	∞	m

Tabel 51. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 16.2 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan tegak																						
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n=y/z	I	γ	γ'	$\gamma' * H$	$\gamma' * H_{\text{kum}}$	σ'_0	σ'_c	$\Delta\sigma$	OCR	NC/OC soil	$\Delta\sigma + \sigma'_0$	Sc	ΣSc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	0.5	1.507	1.177	0.118	∞	6.00	0.25	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	16.2	14.823	Ocsoil	16.51831	0.310	0.310
2	1	∞	3	1.5	1.507	1.177	0.118	∞	2.00	0.24	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	15.552	5.608	Ocsoil	16.50693	0.265	0.575
3	1	∞	3	2.5	1.507	1.177	0.118	∞	1.20	0.225	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	14.58	3.765	Ocsoil	16.17155	0.229	0.805
4	1	∞	3	3.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.86	0.205	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	13.284	2.977	Ocsoil	15.50908	0.193	0.997
5	1	∞	3	4.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.67	0.179	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	11.5992	2.541	Ocsoil	14.45472	0.157	1.154
6	1	∞	3	5.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.55	0.155	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	10.044	2.262	Ocsoil	13.52995	0.125	1.279
7	1	∞	3	6.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.46	0.139	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	9.0072	2.063	Ocsoil	13.14619	0.108	1.386
8	1	∞	3	7.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.40	0.123	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	7.9704	1.914	Ocsoil	12.78502	0.084	1.470
9	1	∞	3	8.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.35	0.115	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	7.452	1.801	Ocsoil	12.94226	0.070	1.540
10	1	∞	3	9.5	1.300	1.171	0.117	∞	0.32	0.105	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	6.804	1.713	Ocsoil	12.97131	0.057	1.597

Tabel 52. H_{initial} untuk $q = 16.2 \text{ t/m}^2$

q	=	0.99	t/m ²
H inisial	=	9.89	m

Tabel 53. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 16.2 \text{ t/m}^2$)

akibat beban pavement																							
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	q	γ	γ'	$\gamma' * H$	$\gamma' * H$ kum	$\sigma'0$	$\sigma'c$	$\Delta\sigma$	OCR	NC/OC soil	$\Delta\sigma + \sigma'0$	Sc	ΣSc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m2	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	10.38736	1.507	1.177	0.118	∞	0.29	0.091	0.99	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	0.36036	14.823	Ocsoil	0.678671	0.015	0.015
2	1	∞	3	11.38736	1.507	1.177	0.118	∞	0.26	0.082	0.99	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	0.32472	5.608	Ocsoil	1.279652	0.006	0.021
3	1	∞	3	12.38736	1.507	1.177	0.118	∞	0.24	0.08	0.99	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	0.3168	3.765	Ocsoil	1.908353	0.004	0.025
4	1	∞	3	13.38736	1.583	1.193	0.119	∞	0.22	0.078	0.99	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	0.30888	2.977	Ocsoil	2.533961	0.003	0.028
5	1	∞	3	14.38736	1.583	1.193	0.119	∞	0.21	0.075	0.99	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	0.297	2.541	Ocsoil	3.152515	0.002	0.030
6	1	∞	3	15.38736	1.583	1.193	0.119	∞	0.19	0.066	0.99	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	0.26136	2.262	Ocsoil	3.74731	0.001	0.031
7	1	∞	3	16.38736	1.382	1.171	0.117	∞	0.18	0.06	0.99	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	0.2376	2.063	Ocsoil	4.376586	0.001	0.032
8	1	∞	3	17.38736	1.382	1.171	0.117	∞	0.17	0.057	0.99	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	0.22572	1.914	Ocsoil	5.040344	0.001	0.033
9	1	∞	3	18.38736	1.382	1.171	0.117	∞	0.16	0.052	0.99	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	0.20592	1.801	Ocsoil	5.696182	0.001	0.034
10	1	∞	3	19.38736	1.300	1.171	0.117	∞	0.15	0.05	0.99	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	0.198	1.713	Ocsoil	6.365309	0.001	0.035

Tabel 54. Data Perencanaan untuk $q = 19.8 \text{ t/m}^2$

h timbunan	11	m
q	19.8	t/m ²
γ timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi air	4.4	t/m ²
y	3	m
x	∞	m

Tabel 55. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 19.8 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan tegak																						
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n=y/z	I	γ	γ'	$\gamma' * H$	$\gamma' * H \text{ kum}$	$\sigma'0$	$\sigma'c$	$\Delta\sigma$	OCR	NC/OC soil	$\Delta\sigma + \sigma'0$	Sc	ΣSc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	0.5	1.507	1.177	0.118	∞	6.00	0.25	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	19.8	14.823	Ocsoil	20.11831	0.351	0.351
2	1	∞	3	1.5	1.507	1.177	0.118	∞	2.00	0.24	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	19.008	5.608	Ocsoil	19.96293	0.303	0.654
3	1	∞	3	2.5	1.507	1.177	0.118	∞	1.20	0.225	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	17.82	3.765	Ocsoil	19.41155	0.267	0.921
4	1	∞	3	3.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.86	0.205	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	16.236	2.977	Ocsoil	18.46108	0.227	1.148
5	1	∞	3	4.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.67	0.179	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	14.1768	2.541	Ocsoil	17.03232	0.190	1.338
6	1	∞	3	5.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.55	0.155	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	12.276	2.262	Ocsoil	15.76195	0.155	1.493
7	1	∞	3	6.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.46	0.139	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	11.0088	2.063	Ocsoil	15.14779	0.138	1.631
8	1	∞	3	7.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.40	0.123	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	9.7416	1.914	Ocsoil	14.55622	0.111	1.743
9	1	∞	3	8.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.35	0.115	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	9.108	1.801	Ocsoil	14.59826	0.096	1.838
10	1	∞	3	9.5	1.300	1.171	0.117	∞	0.32	0.105	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	8.316	1.713	Ocsoil	14.48331	0.082	1.920

Tabel 56. H_{initial} untuk $q = 19.8 \text{ t/m}^2$

q	=	0.99	t/m2
H inisial	=	12.07	m

Tabel 57. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 19.8 \text{ t/m}^2$)

akibat beban pavement																							
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	q	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	Δσ	OCR	NC/OC soi	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m2	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	12.56664	1.507	1.177	0.118	∞	0.24	0.08	0.99	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	0.3168	14.823	Ocsoil	0.635111	0.014	0.014
2	1	∞	3	13.56664	1.507	1.177	0.118	∞	0.22	0.078	0.99	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	0.30888	5.608	Ocsoil	1.263812	0.006	0.020
3	1	∞	3	14.56664	1.507	1.177	0.118	∞	0.21	0.075	0.99	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	0.297	3.765	Ocsoil	1.888553	0.003	0.023
4	1	∞	3	15.56664	1.583	1.193	0.119	∞	0.19	0.066	0.99	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	0.26136	2.977	Ocsoil	2.486441	0.002	0.026
5	1	∞	3	16.56664	1.583	1.193	0.119	∞	0.18	0.06	0.99	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	0.2376	2.541	Ocsoil	3.093115	0.002	0.027
6	1	∞	3	17.56664	1.583	1.193	0.119	∞	0.17	0.057	0.99	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	0.22572	2.262	Ocsoil	3.71167	0.001	0.028
7	1	∞	3	18.56664	1.382	1.171	0.117	∞	0.16	0.052	0.99	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	0.20592	2.063	Ocsoil	4.344906	0.001	0.029
8	1	∞	3	19.56664	1.382	1.171	0.117	∞	0.15	0.05	0.99	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	0.198	1.914	Ocsoil	5.012624	0.001	0.030
9	1	∞	3	20.56664	1.382	1.171	0.117	∞	0.15	0.05	0.99	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	0.198	1.801	Ocsoil	5.688262	0.001	0.031
10	1	∞	3	21.56664	1.300	1.171	0.117	∞	0.14	0.042	0.99	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	0.16632	1.713	Ocsoil	6.333629	0.001	0.032

Tabel 58. Data Perencanaan untuk $q = 23.4 \text{ t/m}^2$

h timbunan	13	m
q	23.4	t/m ²
γ timbunan	1.8	t/m ³
fluktuasi air	4.4	t/m ²
y	3	m
x	∞	m

Tabel 59. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 23.4 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan tegak																						
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e ₀	C _c	C _s	m=x/z	n=y/z	I	γ	γ'	$\gamma' * H$	$\gamma' * H \text{ kum}$	σ'_0	σ'_c	$\Delta\sigma$	OCR	NC/OC soil	$\Delta\sigma + \sigma'_0$	Sc	ΣSc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m ³	t/m ³	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²			t/m ²	(m)	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	0.5	1.507	1.177	0.118	∞	6.00	0.25	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	23.4	14.823	Ocsoil	23.71831	0.384	0.384
2	1	∞	3	1.5	1.507	1.177	0.118	∞	2.00	0.24	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	22.464	5.608	Ocsoil	23.41893	0.336	0.720
3	1	∞	3	2.5	1.507	1.177	0.118	∞	1.20	0.225	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	21.06	3.765	Ocsoil	22.65155	0.298	1.018
4	1	∞	3	3.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.86	0.205	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	19.188	2.977	Ocsoil	21.41308	0.257	1.276
5	1	∞	3	4.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.67	0.179	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	16.7544	2.541	Ocsoil	19.60992	0.218	1.494
6	1	∞	3	5.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.55	0.155	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	14.508	2.262	Ocsoil	17.99395	0.182	1.676
7	1	∞	3	6.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.46	0.139	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	13.0104	2.063	Ocsoil	17.14939	0.164	1.840
8	1	∞	3	7.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.40	0.123	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	11.5128	1.914	Ocsoil	16.32742	0.136	1.976
9	1	∞	3	8.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.35	0.115	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	10.764	1.801	Ocsoil	16.25426	0.119	2.094
10	1	∞	3	9.5	1.300	1.171	0.117	∞	0.32	0.105	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	9.828	1.713	Ocsoil	15.99531	0.104	2.198

Tabel 60. H_{initial} untuk $q = 23.4 \text{ t/m}^2$

q	=	0.99	t/m ²
H inisial	=	14.22	m

Tabel 61. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 23.4 \text{ t/m}^2$)

akibat beban pavement																							
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	q	γ	γ'	γ' * H	γ' * H kum	σ'0	σ'c	Δσ	OCR	NC/OC soil	Δσ+σ'0	Sc	Σ Sc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m2	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0	
1	1	∞	3	14.72113	1.507	1.177	0.118	∞	0.20	0.069	0.99	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	0.27324	14.823	Ocsoil	0.591551	0.013	0.013
2	1	∞	3	15.72113	1.507	1.177	0.118	∞	0.19	0.065	0.99	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	0.2574	5.608	Ocsoil	1.212332	0.005	0.018
3	1	∞	3	16.72113	1.507	1.177	0.118	∞	0.18	0.055	0.99	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	0.2178	3.765	Ocsoil	1.809353	0.003	0.020
4	1	∞	3	17.72113	1.583	1.193	0.119	∞	0.17	0.053	0.99	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	0.20988	2.977	Ocsoil	2.434961	0.002	0.022
5	1	∞	3	18.72113	1.583	1.193	0.119	∞	0.16	0.052	0.99	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	0.20592	2.541	Ocsoil	3.061435	0.001	0.023
6	1	∞	3	19.72113	1.583	1.193	0.119	∞	0.15	0.05	0.99	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	0.198	2.262	Ocsoil	3.68395	0.001	0.024
7	1	∞	3	20.72113	1.382	1.171	0.117	∞	0.14	0.049	0.99	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	0.19404	2.063	Ocsoil	4.333026	0.001	0.025
8	1	∞	3	21.72113	1.382	1.171	0.117	∞	0.14	0.049	0.99	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	0.19404	1.914	Ocsoil	5.008664	0.001	0.026
9	1	∞	3	22.72113	1.382	1.171	0.117	∞	0.13	0.046	0.99	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	0.18216	1.801	Ocsoil	5.672422	0.001	0.027
10	1	∞	3	23.72113	1.300	1.171	0.117	∞	0.13	0.046	0.99	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	0.18216	1.713	Ocsoil	6.349469	0.001	0.028

Tabel 62. Data Perencanaan untuk $q = 27 \text{ t/m}^2$

h timbunan	15	m
q	27	t/m2
γ timbunan	1.8	t/m3
fluktuasi air	4.4	t/m2
y	3	m
x	∞	m

Tabel 63. Perhitungan *Settlement* Akibat Timbunan untuk $q = 27 \text{ t/m}^2$

akibat timbunan tegak																						
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n=y/z	I	γ	γ'	$\gamma' * H$	$\gamma' * H_{\text{kum}}$	σ'_0	σ'_c	$\Delta\sigma$	OCR	NC/OC soil	$\Delta\sigma + \sigma'_0$	Sc	ΣSc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	0.5	1.507	1.177	0.118	∞	6.00	0.25	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	27	14.823	Ocsoil	27.31831	0.413	0.413
2	1	∞	3	1.5	1.507	1.177	0.118	∞	2.00	0.24	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	25.92	5.608	Ocsoil	26.87493	0.364	0.777
3	1	∞	3	2.5	1.507	1.177	0.118	∞	1.20	0.225	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	24.3	3.765	Ocsoil	25.89155	0.325	1.102
4	1	∞	3	3.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.86	0.205	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	22.14	2.977	Ocsoil	24.36508	0.283	1.386
5	1	∞	3	4.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.67	0.179	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	19.332	2.541	Ocsoil	22.18752	0.243	1.629
6	1	∞	3	5.5	1.583	1.193	0.119	∞	0.55	0.155	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	16.74	2.262	Ocsoil	20.22595	0.205	1.834
7	1	∞	3	6.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.46	0.139	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	15.012	2.063	Ocsoil	19.15099	0.188	2.022
8	1	∞	3	7.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.40	0.123	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	13.284	1.914	Ocsoil	18.09862	0.158	2.180
9	1	∞	3	8.5	1.382	1.171	0.117	∞	0.35	0.115	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	12.42	1.801	Ocsoil	17.91026	0.139	2.319
10	1	∞	3	9.5	1.300	1.171	0.117	∞	0.32	0.105	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	11.34	1.713	Ocsoil	17.50731	0.124	2.443

Tabel 64. H_{initial} untuk $q = 27 \text{ t/m}^2$

q	=	0.99	t/m2
H inisial	=	16.36	m

Tabel 65. Perhitungan *Settlement* Akibat Beban *Pavement* (H_{initial} untuk $q = 27 \text{ t/m}^2$)

akibat beban pavement																							
Kedalaman H	Tebal lapisan	x	y	z	e0	Cc	Cs	m=x/z	n = y/z	I	q	γ	γ'	$\gamma' * H$	$\gamma' * H$ kum	$\sigma'0$	$\sigma'c$	$\Delta\sigma$	OCR	NC/OC soil	$\Delta\sigma + \sigma'0$	Sc	ΣSc
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)							t/m2	t/m3	t/m3	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2			t/m2	(m)	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	0	0	0
1	1	∞	3	16.85696	1.507	1.177	0.118	∞	0.18	0.055	0.99	1.637	0.637	0.637	0.637	0.318	4.718	0.2178	14.823	Ocsoil	0.536111	0.011	0.011
2	1	∞	3	17.85696	1.507	1.177	0.118	∞	0.17	0.053	0.99	1.637	0.637	0.637	1.273	0.955	5.355	0.20988	5.608	Ocsoil	1.164812	0.004	0.015
3	1	∞	3	18.85696	1.507	1.177	0.118	∞	0.16	0.052	0.99	1.637	0.637	0.637	1.910	1.592	5.992	0.20592	3.765	Ocsoil	1.797473	0.002	0.017
4	1	∞	3	19.85696	1.583	1.193	0.119	∞	0.15	0.05	0.99	1.630	0.630	0.630	2.540	2.225	6.625	0.198	2.977	Ocsoil	2.423081	0.002	0.019
5	1	∞	3	20.85696	1.583	1.193	0.119	∞	0.14	0.049	0.99	1.630	0.630	0.630	3.171	2.856	7.256	0.19404	2.541	Ocsoil	3.049555	0.001	0.020
6	1	∞	3	21.85696	1.583	1.193	0.119	∞	0.14	0.049	0.99	1.630	0.630	0.630	3.801	3.486	7.886	0.19404	2.262	Ocsoil	3.67999	0.001	0.021
7	1	∞	3	22.85696	1.382	1.171	0.117	∞	0.13	0.046	0.99	1.676	0.676	0.676	4.477	4.139	8.539	0.18216	2.063	Ocsoil	4.321146	0.001	0.022
8	1	∞	3	23.85696	1.382	1.171	0.117	∞	0.13	0.046	0.99	1.676	0.676	0.676	5.152	4.815	9.215	0.18216	1.914	Ocsoil	4.996784	0.001	0.023
9	1	∞	3	24.85696	1.382	1.171	0.117	∞	0.12	0.04	0.99	1.676	0.676	0.676	5.828	5.490	9.890	0.1584	1.801	Ocsoil	5.648662	0.001	0.024
10	1	∞	3	25.85696	1.300	1.171	0.117	∞	0.12	0.04	0.99	1.678	0.678	0.678	6.507	6.167	10.567	0.1584	1.713	Ocsoil	6.325709	0.001	0.024

Tabel 66. Rekap Hasil Perhitungan *Settlement* dan H_{initial} Masing-masing q

q timb	Sc akibat q timb	H initial	H bongkar Traffic	Tebal Pavement	Sc akibat pavement	H final	Sc total
t/m2	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Direncanakan	Perhitungan	(A+B)/ γ_t	Grafik	Direncanakan	Perhitungan	C-B-D+E-F	B+F
A	B	C	D	E	F	G	H
5.4	0.289	3.160	0.278	0.450	0.058	2.986	0.347
9	0.749	5.416	0.111	0.450	0.049	4.957	0.798
12.6	1.212	7.673	0.111	0.450	0.041	6.759	1.253
16.2	1.597	9.887	0.111	0.450	0.035	8.594	1.632
19.8	1.920	12.067	0.111	0.450	0.032	10.454	1.952
23.4	2.198	14.221	0.111	0.450	0.028	12.334	2.226
27	2.443	16.357	0.111	0.450	0.024	14.229	2.467

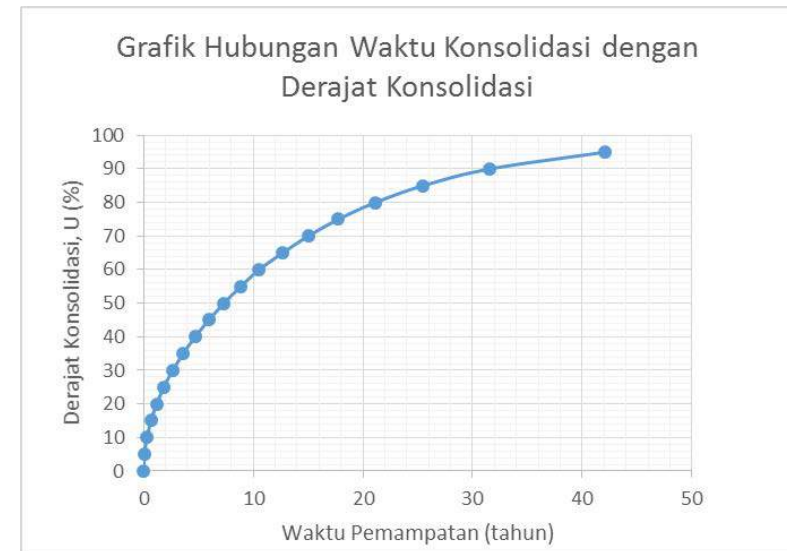
LAMPIRAN 4

WAKTU KONSOLIDASI DAN PERCEPATAN WAKTU KONSOLIDASI DENGAN PVD

Tabel 1. Hasil Perhitungan Waktu Konsolidasi Alami

Derajat Konsolidasi U(%)	Hdr (cm)	Cv (cm ² /detik)	T	t (detik)	t tahun
0	1000	0.000850958	0	0	0
5			0.001963	2307393.058	0.07316695
10			0.007854	9229572.23	0.29266782
15			0.017671	20766537.52	0.65850258
20			0.031416	36918288.92	1.17067126
25			0.049087	57684826.44	1.82917385
30			0.070686	83066150.07	2.63401034
35			0.096211	113062259.8	3.58518074
40			0.125664	147673155.7	4.68268505
45			0.159043	186898837.7	5.92652326
50			0.19635	230739305.8	7.31669539
55			0.237583	279194560	8.85320142
60			0.282743	332264600.3	10.5360414
65			0.340385	400001376.4	12.6839604
70			0.402846	473402564.7	15.0114969
75			0.476722	560217744.1	17.7643881
80			0.567139	666470936.5	21.1336548
85			0.683707	803455126.3	25.4773949
90			0.848	996523498	31.5995528
95			1.128861	1326576060	42.0654509
100					

Gambar 1. Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi dengan Derajat Konsolidasi



Tabel 2. Hasil Perhitungan Faktor Hambatan (Fn)
dengan PVD Pola Segiempat

JARAK PVD	D = 1.13 S	a	b	dw	n	F(n)
S (m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
0.5	0.565	0.1	0.003	0.0515	10.97087	1.656933
0.75	0.8475	0.1	0.003	0.0515	16.45631	2.057383
1	1.13	0.1	0.003	0.0515	21.94175	2.338391
1.25	1.4125	0.1	0.003	0.0515	27.42718	2.561535
1.5	1.695	0.1	0.003	0.0515	32.91262	2.743856
1.75	1.9775	0.1	0.003	0.0515	38.39806	2.898007
2	2.26	0.1	0.003	0.0515	43.8835	3.031538
2.25	2.5425	0.1	0.003	0.0515	49.36893	3.149321

Tabel 3. Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segiempat

SPASI 0.5 m					SPASI 0.75 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab	t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)	(minggu)				(%)
1	0.0005	0.0256	0.54086	55.26	1	0.0005	0.0256	0.243174	26.25
2	0.0010	0.0362	0.78919	79.68	2	0.0010	0.0362	0.427215	44.80
3	0.0015	0.0443	0.90321	90.75	3	0.0015	0.0443	0.566501	58.57
4	0.0021	0.0512	0.95556	95.78	4	0.0021	0.0512	0.671917	68.87
5	0.0026	0.0572	0.9796	98.08	5	0.0026	0.0572	0.751698	76.59
6	0.0031	0.0627	0.99063	99.12	6	0.0031	0.0627	0.812079	82.39
7	0.0036	0.0677	0.9957	99.60	7	0.0036	0.0677	0.857776	86.74
8	0.0041	0.0724	0.99803	99.82	8	0.0041	0.0724	0.892361	90.02
9	0.0046	0.0768	0.99909	99.92	9	0.0046	0.0768	0.918536	92.48
10	0.0051	0.0809	0.99958	99.96	10	0.0051	0.0809	0.938346	94.33
11	0.0057	0.0849	0.99981	99.98	11	0.0057	0.0849	0.953339	95.73
12	0.0062	0.0887	0.99991	99.99	12	0.0062	0.0887	0.964686	96.78
13	0.0067	0.0923	0.99996	100.00	13	0.0067	0.0923	0.973273	97.57
14	0.0072	0.0958	0.99998	100.00	14	0.0072	0.0958	0.979772	98.17
15	0.0077	0.0991	0.99999	100.00	15	0.0077	0.0991	0.984691	98.62
16	0.0082	0.1024	1	100.00	16	0.0082	0.1024	0.988414	98.96
17	0.0087	0.1055	1	100.00	17	0.0087	0.1055	0.991231	99.22
18	0.0093	0.1086	1	100.00	18	0.0093	0.1086	0.993364	99.41
19	0.0098	0.1116	1	100.00	19	0.0098	0.1116	0.994977	99.55
20	0.0103	0.1145	1	100.00	20	0.0103	0.1145	0.996199	99.66
21	0.0108	0.1173	1	100.00	21	0.0108	0.1173	0.997123	99.75
22	0.0113	0.1201	1	100.00	22	0.0113	0.1201	0.997823	99.81
23	0.0118	0.1228	1	100.00	23	0.0118	0.1228	0.998352	99.86
24	0.0124	0.1254	1	100.00	24	0.0124	0.1254	0.998753	99.89
25	0.0129	0.1280	1	100.00	25	0.0129	0.1280	0.999056	99.92
26	0.0134	0.1305	1	100.00	26	0.0134	0.1305	0.999286	99.94
27	0.0139	0.1330	1	100.00	27	0.0139	0.1330	0.999459	99.95
28	0.0144	0.1355	1	100.00	28	0.0144	0.1355	0.999591	99.96
29	0.0149	0.1379	1	100.00	29	0.0149	0.1379	0.99969	99.97
30	0.0154	0.1402	1	100.00	30	0.0154	0.1402	0.999766	99.98

Tabel 3. Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segiempat (Lanjutan)

SPASI 1.00 m					SPASI 1.25 m					SPASI 1.5 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab	t	Tv	Uv	Uh	Ugab	t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)	(minggu)				(%)	(minggu)				(%)
1	0.0005	0.0256	0.128806386	15.11	1	0.0005	0.0256	0.077403	10.10	1	0.0005	0.0256	0.05089	7.52
2	0.0010	0.0362	0.241021688	26.85	2	0.0010	0.0362	0.148814	17.96	2	0.0010	0.0362	0.09919	13.18
3	0.0015	0.0443	0.338782941	36.81	3	0.0015	0.0443	0.214698	24.95	3	0.0015	0.0443	0.14503	18.29
4	0.0021	0.0512	0.423951921	45.34	4	0.0021	0.0512	0.275483	31.26	4	0.0021	0.0512	0.18854	23.01
5	0.0026	0.0572	0.498150593	52.69	5	0.0026	0.0572	0.331563	36.98	5	0.0026	0.0572	0.22983	27.39
6	0.0031	0.0627	0.562792001	59.02	6	0.0031	0.0627	0.383301	42.20	6	0.0031	0.0627	0.26902	31.49
7	0.0036	0.0677	0.619107184	64.49	7	0.0036	0.0677	0.431036	46.96	7	0.0036	0.0677	0.30622	35.32
8	0.0041	0.0724	0.668168611	69.22	8	0.0041	0.0724	0.475075	51.31	8	0.0041	0.0724	0.34153	38.92
9	0.0046	0.0768	0.710910613	73.31	9	0.0046	0.0768	0.515706	55.29	9	0.0046	0.0768	0.37503	42.30
10	0.0051	0.0809	0.748147172	76.85	10	0.0051	0.0809	0.553191	58.94	10	0.0051	0.0809	0.40684	45.49
11	0.0057	0.0849	0.780587425	79.92	11	0.0057	0.0849	0.587776	62.28	11	0.0057	0.0849	0.43702	48.48
12	0.0062	0.0887	0.808849166	82.58	12	0.0062	0.0887	0.619683	65.34	12	0.0062	0.0887	0.46567	51.31
13	0.0067	0.0923	0.833470614	84.88	13	0.0067	0.0923	0.649121	68.15	13	0.0067	0.0923	0.49286	53.97
14	0.0072	0.0958	0.854920663	86.88	14	0.0072	0.0958	0.67628	70.73	14	0.0072	0.0958	0.51867	56.48
15	0.0077	0.0991	0.873607808	88.61	15	0.0077	0.0991	0.701336	73.09	15	0.0077	0.0991	0.54316	58.85
16	0.0082	0.1024	0.889887929	90.12	16	0.0082	0.1024	0.724454	75.27	16	0.0082	0.1024	0.56641	61.08
17	0.0087	0.1055	0.904071067	91.42	17	0.0087	0.1055	0.745782	77.26	17	0.0087	0.1055	0.58848	63.19
18	0.0093	0.1086	0.916427326	92.55	18	0.0093	0.1086	0.765459	79.09	18	0.0093	0.1086	0.60942	65.18
19	0.0098	0.1116	0.927192021	93.53	19	0.0098	0.1116	0.783613	80.78	19	0.0098	0.1116	0.62929	67.07
20	0.0103	0.1145	0.936570153	94.38	20	0.0103	0.1145	0.800362	82.32	20	0.0103	0.1145	0.64816	68.84
21	0.0108	0.1173	0.944740323	95.12	21	0.0108	0.1173	0.815815	83.74	21	0.0108	0.1173	0.66606	70.52
22	0.0113	0.1201	0.951858122	95.76	22	0.0113	0.1201	0.830071	85.05	22	0.0113	0.1201	0.68306	72.11
23	0.0118	0.1228	0.958059103	96.32	23	0.0118	0.1228	0.843224	86.25	23	0.0118	0.1228	0.69919	73.61
24	0.0124	0.1254	0.963461359	96.80	24	0.0124	0.1254	0.855359	87.35	24	0.0124	0.1254	0.71449	75.03
25	0.0129	0.1280	0.968167769	97.22	25	0.0129	0.1280	0.866555	88.36	25	0.0129	0.1280	0.72902	76.37
26	0.0134	0.1305	0.972267964	97.59	26	0.0134	0.1305	0.876884	89.30	26	0.0134	0.1305	0.74281	77.64
27	0.0139	0.1330	0.975840027	97.91	27	0.0139	0.1330	0.886413	90.15	27	0.0139	0.1330	0.7559	78.84
28	0.0144	0.1355	0.978951986	98.18	28	0.0144	0.1355	0.895205	90.94	28	0.0144	0.1355	0.76832	79.97
29	0.0149	0.1379	0.981663105	98.42	29	0.0149	0.1379	0.903316	91.66	29	0.0149	0.1379	0.78011	81.04
30	0.0154	0.1402	0.984025014	98.63	30	0.0154	0.1402	0.9108	92.33	30	0.0154	0.1402	0.7913	82.06

Tabel 3. Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segiempat (Lanjutan)

SPASI 1.75 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.0005	0.0256	0.035679	6.04
2	0.0010	0.0362	0.070085	10.37
3	0.0015	0.0443	0.103263	14.30
4	0.0021	0.0512	0.135258	17.95
5	0.0026	0.0572	0.166111	21.38
6	0.0031	0.0627	0.195863	24.63
7	0.0036	0.0677	0.224554	27.71
8	0.0041	0.0724	0.252221	30.64
9	0.0046	0.0768	0.278901	33.43
10	0.0051	0.0809	0.304629	36.09
11	0.0057	0.0849	0.329439	38.64
12	0.0062	0.0887	0.353364	41.07
13	0.0067	0.0923	0.376436	43.40
14	0.0072	0.0958	0.398684	45.63
15	0.0077	0.0991	0.420138	47.76
16	0.0082	0.1024	0.440827	49.81
17	0.0087	0.1055	0.460778	51.77
18	0.0093	0.1086	0.480017	53.65
19	0.0098	0.1116	0.498569	55.45
20	0.0103	0.1145	0.51646	57.18
21	0.0108	0.1173	0.533712	58.84
22	0.0113	0.1201	0.550349	60.43
23	0.0118	0.1228	0.566392	61.96
24	0.0124	0.1254	0.581862	63.43
25	0.0129	0.1280	0.596781	64.84
26	0.0134	0.1305	0.611168	66.19
27	0.0139	0.1330	0.625041	67.49
28	0.0144	0.1355	0.638419	68.74
29	0.0149	0.1379	0.65132	69.94
30	0.0154	0.1402	0.66376	71.09

SPASI 2 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.0005	0.0256	0.026240302	5.12
2	0.0010	0.0362	0.051792051	8.61
3	0.0015	0.0443	0.076673315	11.76
4	0.0021	0.0512	0.100901686	14.69
5	0.0026	0.0572	0.124494298	17.46
6	0.0031	0.0627	0.147467832	20.09
7	0.0036	0.0677	0.169838534	22.61
8	0.0041	0.0724	0.191622222	25.02
9	0.0046	0.0768	0.212834299	27.33
10	0.0051	0.0809	0.233489765	29.55
11	0.0057	0.0849	0.253603225	31.70
12	0.0062	0.0887	0.273188902	33.76
13	0.0067	0.0923	0.292260645	35.76
14	0.0072	0.0958	0.31083194	37.68
15	0.0077	0.0991	0.328915918	39.54
16	0.0082	0.1024	0.346525367	41.34
17	0.0087	0.1055	0.363672739	43.08
18	0.0093	0.1086	0.380370159	44.77
19	0.0098	0.1116	0.396629434	46.40
20	0.0103	0.1145	0.41246206	47.97
21	0.0108	0.1173	0.427879233	49.50
22	0.0113	0.1201	0.442891855	50.98
23	0.0118	0.1228	0.457510541	52.41
24	0.0124	0.1254	0.471745628	53.80
25	0.0129	0.1280	0.485607183	55.14
26	0.0134	0.1305	0.499105006	56.45
27	0.0139	0.1330	0.512248642	57.71
28	0.0144	0.1355	0.525047385	58.94
29	0.0149	0.1379	0.537510285	60.13
30	0.0154	0.1402	0.549646155	61.28

SPASI 2.25 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.0005	0.0256	0.020021	4.51
2	0.0010	0.0362	0.039641	7.44
3	0.0015	0.0443	0.058869	10.06
4	0.0021	0.0512	0.077711	12.49
5	0.0026	0.0572	0.096176	14.79
6	0.0031	0.0627	0.114272	16.98
7	0.0036	0.0677	0.132005	19.08
8	0.0041	0.0724	0.149383	21.10
9	0.0046	0.0768	0.166413	23.04
10	0.0051	0.0809	0.183103	24.92
11	0.0057	0.0849	0.199458	26.74
12	0.0062	0.0887	0.215486	28.51
13	0.0067	0.0923	0.231192	30.22
14	0.0072	0.0958	0.246585	31.87
15	0.0077	0.0991	0.261669	33.49
16	0.0082	0.1024	0.276451	35.05
17	0.0087	0.1055	0.290937	36.58
18	0.0093	0.1086	0.305133	38.06
19	0.0098	0.1116	0.319045	39.50
20	0.0103	0.1145	0.332679	40.91
21	0.0108	0.1173	0.346039	42.28
22	0.0113	0.1201	0.359132	43.61
23	0.0118	0.1228	0.371963	44.91
24	0.0124	0.1254	0.384537	46.17
25	0.0129	0.1280	0.396859	47.41
26	0.0134	0.1305	0.408935	48.61
27	0.0139	0.1330	0.420769	49.78
28	0.0144	0.1355	0.432365	50.93
29	0.0149	0.1379	0.44373	52.04
30	0.0154	0.1402	0.454867	53.13

Tabel 4. Hasil Perhitungan Faktor Hambatan (Fn)
dengan PVD Pola Segitiga

JARAK PVD	D = 1.05 S	a	b	dw	n	F(n)
S (m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
0.5	0.525	0.1	0.003	0.0515	10.194	1.585
0.75	0.7875	0.1	0.003	0.0515	15.291	1.985
1	1.05	0.1	0.003	0.0515	20.388	2.265
1.25	1.3125	0.1	0.003	0.0515	25.485	2.488
1.5	1.575	0.1	0.003	0.0515	30.583	2.670
1.75	1.8375	0.1	0.003	0.0515	35.680	2.825
2	2.1	0.1	0.003	0.0515	40.777	2.958
2.25	2.3625	0.1	0.003	0.0515	45.874	3.076

Tabel 4. Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segitiga

SPASI 0.5 m				
t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)
1	0.0005	0.0256	0.61041	62.04
2	0.0010	0.0362	0.84822	85.37
3	0.0015	0.0443	0.94087	94.35
4	0.0021	0.0512	0.97696	97.81
5	0.0026	0.0572	0.99102	99.15
6	0.0031	0.0627	0.9965	99.67
7	0.0036	0.0677	0.99864	99.87
8	0.0041	0.0724	0.99947	99.95
9	0.0046	0.0768	0.99979	99.98
10	0.0051	0.0809	0.99992	99.99
11	0.0057	0.0849	0.99997	100.00
12	0.0062	0.0887	0.99999	100.00
13	0.0067	0.0923	1	100.00
14	0.0072	0.0958	1	100.00
15	0.0077	0.0991	1	100.00
16	0.0082	0.1024	1	100.00
17	0.0087	0.1055	1	100.00
18	0.0093	0.1086	1	100.00
19	0.0098	0.1116	1	100.00
20	0.0103	0.1145	1	100.00
21	0.0108	0.1173	1	100.00
22	0.0113	0.1201	1	100.00
23	0.0118	0.1228	1	100.00
24	0.0124	0.1254	1	100.00
25	0.0129	0.1280	1	100.00
26	0.0134	0.1305	1	100.00
27	0.0139	0.1330	1	100.00
28	0.0144	0.1355	1	100.00
29	0.0149	0.1379	1	100.00
30	0.0154	0.1402	1	100.00

SPASI 0.75 m				
t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)
1	0.0005	0.0256	0.284314	30.26
2	0.0010	0.0362	0.487794	50.63
3	0.0015	0.0443	0.633421	64.97
4	0.0021	0.0512	0.737645	75.11
5	0.0026	0.0572	0.812236	82.30
6	0.0031	0.0627	0.86562	87.40
7	0.0036	0.0677	0.903826	91.03
8	0.0041	0.0724	0.93117	93.62
9	0.0046	0.0768	0.950739	95.45
10	0.0051	0.0809	0.964745	96.76
11	0.0057	0.0849	0.974768	97.69
12	0.0062	0.0887	0.981942	98.35
13	0.0067	0.0923	0.987076	98.83
14	0.0072	0.0958	0.990751	99.16
15	0.0077	0.0991	0.99338	99.40
16	0.0082	0.1024	0.995262	99.57
17	0.0087	0.1055	0.996609	99.70
18	0.0093	0.1086	0.997573	99.78
19	0.0098	0.1116	0.998263	99.85
20	0.0103	0.1145	0.998757	99.89
21	0.0108	0.1173	0.99911	99.92
22	0.0113	0.1201	0.999363	99.94
23	0.0118	0.1228	0.999544	99.96
24	0.0124	0.1254	0.999674	99.97
25	0.0129	0.1280	0.999767	99.98
26	0.0134	0.1305	0.999833	99.99
27	0.0139	0.1330	0.99988	99.99
28	0.0144	0.1355	0.999914	99.99
29	0.0149	0.1379	0.999939	99.99
30	0.0154	0.1402	0.999956	100.00

Tabel 4. Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segitiga (Lanjutan)

SPASI 1.00 m				
t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)
1	0.0005	0.0256	0.152005	17.37
2	0.0010	0.0362	0.280905	30.69
3	0.0015	0.0443	0.390211	41.72
4	0.0021	0.0512	0.482902	50.94
5	0.0026	0.0572	0.561504	58.66
6	0.0031	0.0627	0.628158	65.15
7	0.0036	0.0677	0.68468	70.60
8	0.0041	0.0724	0.73261	75.20
9	0.0046	0.0768	0.773255	79.07
10	0.0051	0.0809	0.807721	82.33
11	0.0057	0.0849	0.836949	85.08
12	0.0062	0.0887	0.861733	87.40
13	0.0067	0.0923	0.882751	89.36
14	0.0072	0.0958	0.900573	91.01
15	0.0077	0.0991	0.915686	92.40
16	0.0082	0.1024	0.928503	93.58
17	0.0087	0.1055	0.939371	94.58
18	0.0093	0.1086	0.948587	95.42
19	0.0098	0.1116	0.956402	96.13
20	0.0103	0.1145	0.963029	96.73
21	0.0108	0.1173	0.968649	97.23
22	0.0113	0.1201	0.973414	97.66
23	0.0118	0.1228	0.977455	98.02
24	0.0124	0.1254	0.980882	98.33
25	0.0129	0.1280	0.983788	98.59
26	0.0134	0.1305	0.986253	98.80
27	0.0139	0.1330	0.988342	98.99
28	0.0144	0.1355	0.990114	99.15
29	0.0149	0.1379	0.991617	99.28
30	0.0154	0.1402	0.992891	99.39

SPASI 1.25 m				
t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)
1	0.0005	0.0256	0.09159	11.48
2	0.0010	0.0362	0.174792	20.47
3	0.0015	0.0443	0.250373	28.36
4	0.0021	0.0512	0.319032	35.39
5	0.0026	0.0572	0.381402	41.68
6	0.0031	0.0627	0.43806	47.33
7	0.0036	0.0677	0.489528	52.41
8	0.0041	0.0724	0.536282	56.99
9	0.0046	0.0768	0.578755	61.11
10	0.0051	0.0809	0.617337	64.83
11	0.0057	0.0849	0.652385	68.19
12	0.0062	0.0887	0.684223	71.22
13	0.0067	0.0923	0.713145	73.96
14	0.0072	0.0958	0.739418	76.44
15	0.0077	0.0991	0.763285	78.68
16	0.0082	0.1024	0.784966	80.70
17	0.0087	0.1055	0.804661	82.53
18	0.0093	0.1086	0.822552	84.18
19	0.0098	0.1116	0.838805	85.68
20	0.0103	0.1145	0.853569	87.03
21	0.0108	0.1173	0.86698	88.26
22	0.0113	0.1201	0.879164	89.37
23	0.0118	0.1228	0.890231	90.37
24	0.0124	0.1254	0.900285	91.28
25	0.0129	0.1280	0.909418	92.10
26	0.0134	0.1305	0.917714	92.85
27	0.0139	0.1330	0.925251	93.52
28	0.0144	0.1355	0.932097	94.13
29	0.0149	0.1379	0.938316	94.68
30	0.0154	0.1402	0.943966	95.18

SPASI 1.5 m				
t (minggu)	Tv	Uv	Uh	Ugab (%)
1	0.0005	0.0256	0.060262	8.43
2	0.0010	0.0362	0.116892	14.89
3	0.0015	0.0443	0.17011	20.69
4	0.0021	0.0512	0.22012	26.00
5	0.0026	0.0572	0.267117	30.91
6	0.0031	0.0627	0.311282	35.45
7	0.0036	0.0677	0.352785	39.66
8	0.0041	0.0724	0.391787	43.58
9	0.0046	0.0768	0.428439	47.23
10	0.0051	0.0809	0.462883	50.64
11	0.0057	0.0849	0.49525	53.81
12	0.0062	0.0887	0.525667	56.77
13	0.0067	0.0923	0.554251	59.54
14	0.0072	0.0958	0.581113	62.12
15	0.0077	0.0991	0.606356	64.54
16	0.0082	0.1024	0.630077	66.80
17	0.0087	0.1055	0.65237	68.91
18	0.0093	0.1086	0.673318	70.88
19	0.0098	0.1116	0.693005	72.73
20	0.0103	0.1145	0.711505	74.45
21	0.0108	0.1173	0.72889	76.07
22	0.0113	0.1201	0.745228	77.58
23	0.0118	0.1228	0.760581	79.00
24	0.0124	0.1254	0.775008	80.32
25	0.0129	0.1280	0.788567	81.56
26	0.0134	0.1305	0.801308	82.72
27	0.0139	0.1330	0.813282	83.81
28	0.0144	0.1355	0.824534	84.83
29	0.0149	0.1379	0.835107	85.78
30	0.0154	0.1402	0.845044	86.68

Tabel 4. Hasil Perhitungan Derajat Konsolidasi dengan PVD Pola Segitiga (Lanjutan)

SPASI 1.75 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.0005	0.0256	0.042253	6.68
2	0.0010	0.0362	0.082721	11.59
3	0.0015	0.0443	0.121479	16.04
4	0.0021	0.0512	0.1586	20.17
5	0.0026	0.0572	0.194152	24.03
6	0.0031	0.0627	0.228201	27.66
7	0.0036	0.0677	0.260812	31.09
8	0.0041	0.0724	0.292046	34.33
9	0.0046	0.0768	0.321959	37.40
10	0.0051	0.0809	0.350608	40.32
11	0.0057	0.0849	0.378047	43.09
12	0.0062	0.0887	0.404327	45.71
13	0.0067	0.0923	0.429496	48.22
14	0.0072	0.0958	0.453602	50.59
15	0.0077	0.0991	0.476689	52.86
16	0.0082	0.1024	0.498801	55.01
17	0.0087	0.1055	0.519978	57.06
18	0.0093	0.1086	0.54026	59.02
19	0.0098	0.1116	0.559686	60.88
20	0.0103	0.1145	0.578291	62.66
21	0.0108	0.1173	0.596109	64.35
22	0.0113	0.1201	0.613175	65.96
23	0.0118	0.1228	0.62952	67.50
24	0.0124	0.1254	0.645174	68.97
25	0.0129	0.1280	0.660166	70.37
26	0.0134	0.1305	0.674525	71.70
27	0.0139	0.1330	0.688278	72.97
28	0.0144	0.1355	0.701449	74.19
29	0.0149	0.1379	0.714064	75.35
30	0.0154	0.1402	0.726145	76.45

SPASI 2 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.0005	0.0256	0.031069	5.59
2	0.0010	0.0362	0.061172	9.52
3	0.0015	0.0443	0.09034	13.07
4	0.0021	0.0512	0.118602	16.37
5	0.0026	0.0572	0.145986	19.49
6	0.0031	0.0627	0.172519	22.44
7	0.0036	0.0677	0.198227	25.25
8	0.0041	0.0724	0.223137	27.94
9	0.0046	0.0768	0.247273	30.51
10	0.0051	0.0809	0.270659	32.97
11	0.0057	0.0849	0.293319	35.33
12	0.0062	0.0887	0.315275	37.60
13	0.0067	0.0923	0.336548	39.78
14	0.0072	0.0958	0.357161	41.87
15	0.0077	0.0991	0.377133	43.89
16	0.0082	0.1024	0.396484	45.83
17	0.0087	0.1055	0.415235	47.70
18	0.0093	0.1086	0.433403	49.49
19	0.0098	0.1116	0.451006	51.23
20	0.0103	0.1145	0.468062	52.90
21	0.0108	0.1173	0.484589	54.51
22	0.0113	0.1201	0.500602	56.06
23	0.0118	0.1228	0.516118	57.55
24	0.0124	0.1254	0.531151	58.99
25	0.0129	0.1280	0.545718	60.39
26	0.0134	0.1305	0.559832	61.73
27	0.0139	0.1330	0.573507	63.02
28	0.0144	0.1355	0.586758	64.27
29	0.0149	0.1379	0.599596	65.48
30	0.0154	0.1402	0.612036	66.64

SPASI 2.25 m				
t	Tv	Uv	Uh	Ugab
(minggu)				(%)
1	0.0005	0.0256	0.023697	4.87
2	0.0010	0.0362	0.046833	8.13
3	0.0015	0.0443	0.06942	11.07
4	0.0021	0.0512	0.091473	13.80
5	0.0026	0.0572	0.113002	16.38
6	0.0031	0.0627	0.134022	18.83
7	0.0036	0.0677	0.154543	21.18
8	0.0041	0.0724	0.174578	23.43
9	0.0046	0.0768	0.194138	25.60
10	0.0051	0.0809	0.213235	27.69
11	0.0057	0.0849	0.231879	29.71
12	0.0062	0.0887	0.250081	31.66
13	0.0067	0.0923	0.267852	33.54
14	0.0072	0.0958	0.285202	35.37
15	0.0077	0.0991	0.302141	37.13
16	0.0082	0.1024	0.318678	38.84
17	0.0087	0.1055	0.334824	40.50
18	0.0093	0.1086	0.350587	42.11
19	0.0098	0.1116	0.365976	43.67
20	0.0103	0.1145	0.381	45.19
21	0.0108	0.1173	0.395669	46.66
22	0.0113	0.1201	0.40999	48.08
23	0.0118	0.1228	0.423972	49.47
24	0.0124	0.1254	0.437622	50.81
25	0.0129	0.1280	0.450949	52.12
26	0.0134	0.1305	0.46396	53.39
27	0.0139	0.1330	0.476662	54.63
28	0.0144	0.1355	0.489064	55.83
29	0.0149	0.1379	0.501172	56.99
30	0.0154	0.1402	0.512993	58.13

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN 5

PEMAMPATAN KONSOLIDASI DAN PENINGKATAN DAYA DUKUNG TANAH AKIBAT TIMBUNAN BERTAHAP (ALTERNATIF 1)

Tabel 1. Tahapan Penimbunan (Zona 1)

Tinggi Timbunan	Waktu (minggu)																		
	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	4.4	4.8	5.2	5.6	6	6.4	16 mg	6.8	7.2
0.4	1 mg																		
0.8	2 mg	1 mg																	
1.2	3 mg	2 mg	1 mg																
1.6	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg															
2	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg														
2.4	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg													
2.8	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg												
3.2	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg											
3.6	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg										
4	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg									
4.4	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg								
4.8	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg							
5.2	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg						
5.6	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg					
6	15 mg	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg				
6.4	16 mg	15 mg	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg	0 mg		
6.8	17 mg	16 mg	15 mg	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg	1 mg	
7.2	18 mg	17 mg	16 mg	15 mg	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	2 mg	1 mg

PENIMBUNAN 2			H timbunan =		0.4		m		γtim (t/m3) =		1.8																					
													α1		α2		Δσ		2Δσ		Cc		Cs		eo		σ'o		Δσ'2		$\sum_{\sigma'}^i \Delta \sigma'$	
Depth (m)			z		B2		B1		(B1+B2)/B2		B1/B2																					
			(m)	(m)	(m)													(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)									m		
0	-	1	0.9	0.800	15.8	20.75	19.75	0.157	86.73984	0.360	0.720	1.177	0.118	1.507	0.318	0.720	1.758	4.718	14.823	0.035												
1	-	2	1.9	0.800	15.8	20.75	19.75	0.328	83.14293	0.360	0.720	1.177	0.118	1.507	0.955	0.720	2.394	5.355	5.608	0.019												
2	-	3	2.9	0.800	15.8	20.75	19.75	0.491	79.59945	0.359	0.718	1.177	0.118	1.507	1.592	0.718	3.029	5.992	3.765	0.013												
3	-	4	3.9	0.800	15.8	20.75	19.75	0.644	76.13453	0.358	0.716	1.193	0.119	1.583	2.225	0.716	3.659	6.625	2.977	0.010												
4	-	5	4.9	0.800	15.8	20.75	19.75	0.784	72.76995	0.356	0.712	1.193	0.119	1.583	2.856	0.712	4.283	7.256	2.541	0.008												
5	-	6	5.9	0.800	15.8	20.75	19.75	0.910	69.52348	0.354	0.707	1.193	0.119	1.583	3.486	0.707	4.904	7.886	2.262	0.007												
6	-	7	6.9	0.800	15.8	20.75	19.75	1.020	66.40868	0.350	0.701	1.171	0.117	1.382	4.139	0.701	5.545	8.539	2.063	0.006												
7	-	8	7.9	0.800	15.8	20.75	19.75	1.115	63.43495	0.346	0.693	1.171	0.117	1.382	4.815	0.693	6.206	9.215	1.914	0.005												
8	-	9	8.9	0.800	15.8	20.75	19.75	1.194	60.60782	0.342	0.683	1.171	0.117	1.382	5.490	0.683	6.864	9.890	1.801	0.005												
9	-	10	9.9	0.800	15.8	20.75	19.75	1.259	57.92947	0.336	0.672	1.171	0.117	1.300	6.167	0.672	7.521	10.567	1.713	0.004												
																				0.112												

Tabel 2. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 1 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 3			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} (t/m3) =$	1.8												
Depth (m)			z	B2	B1	$(B1+B2)/B2$	B1/B2	α_1	α_2	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'_3$	$\sum_{\sigma'_o}^{\sigma'_c} \Delta\sigma'_i$	σ'_c	OCR	Sc
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	m			
0	-	1	1.3	0.800	15	19.75	18.75	0.250	85.04674	0.360	0.720	1.177	0.118	1.507	0.318	0.720	2.478	4.718	14.823	0.042
1	-	2	2.3	0.800	15	19.75	18.75	0.435	81.28254	0.360	0.719	1.177	0.118	1.507	0.955	0.719	3.113	5.355	5.608	0.024
2	-	3	3.3	0.800	15	19.75	18.75	0.610	77.59258	0.359	0.717	1.177	0.118	1.507	1.592	0.717	3.746	5.992	3.765	0.017
3	-	4	4.3	0.800	15	19.75	18.75	0.771	74.00417	0.357	0.714	1.193	0.119	1.583	2.225	0.714	4.372	6.625	2.977	0.014
4	-	5	5.3	0.800	15	19.75	18.75	0.916	70.53999	0.355	0.709	1.193	0.119	1.583	2.856	0.709	4.992	7.256	2.541	0.011
5	-	6	6.3	0.800	15	19.75	18.75	1.044	67.21759	0.351	0.703	1.193	0.119	1.583	3.486	0.703	5.607	7.886	2.262	0.010
6	-	7	7.3	0.800	15	19.75	18.75	1.153	64.04936	0.347	0.694	1.171	0.117	1.382	4.139	0.694	6.240	8.539	2.063	0.009
7	-	8	8.3	0.800	15	19.75	18.75	1.244	61.04278	0.342	0.685	1.171	0.117	1.382	4.815	0.685	6.891	9.215	1.914	0.008
8	-	9	9.3	0.800	15	19.75	18.75	1.318	58.20109	0.337	0.674	1.171	0.117	1.382	5.490	0.674	7.538	9.890	1.801	0.007
9	-	10	10.3	0.800	15	19.75	18.75	1.376	55.52391	0.331	0.662	1.171	0.117	1.300	6.167	0.662	8.183	10.567	1.713	0.006
																				0.147

PENIMBUNAN 4			H timbunan =		0.4	m	γ _{tim} (t/m3) =	1.8												
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	α 1	α2	Δσ	2Δσ	C _c	C _s	e _o	σ'o	Δσ' ⁴	$\sum_{\sigma'} \Delta \sigma'$	σ'c	OCR	Sc
			(m)	(m)	(m)					(t/m2)	(t/m2)				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)
0	-	1	1.7	0.800	14.2	18.75	17.75	0.361	83.17314	0.360	0.720	1.177	0.118	1.507	0.318	0.720	3.198	4.718	14.823	0.047
1	-	2	2.7	0.800	14.2	18.75	17.75	0.562	79.23424	0.359	0.718	1.177	0.118	1.507	0.955	0.718	3.831	5.355	5.608	0.028
2	-	3	3.7	0.800	14.2	18.75	17.75	0.748	75.39555	0.358	0.715	1.177	0.118	1.507	1.592	0.715	4.461	5.992	3.765	0.021
3	-	4	4.7	0.800	14.2	18.75	17.75	0.916	71.68618	0.355	0.711	1.193	0.119	1.583	2.225	0.711	5.083	6.625	2.977	0.017
4	-	5	5.7	0.800	14.2	18.75	17.75	1.064	68.12906	0.352	0.705	1.193	0.119	1.583	2.856	0.705	5.696	7.256	2.541	0.014
5	-	6	6.7	0.800	14.2	18.75	17.75	1.191	64.74061	0.348	0.697	1.193	0.119	1.583	3.486	0.697	6.303	7.886	2.262	0.012
6	-	7	7.7	0.800	14.2	18.75	17.75	1.296	61.53108	0.343	0.687	1.171	0.117	1.382	4.139	0.687	6.926	8.539	2.063	0.011
7	-	8	8.7	0.800	14.2	18.75	17.75	1.381	58.5052	0.338	0.675	1.171	0.117	1.382	4.815	0.675	7.566	9.215	1.914	0.010
8	-	9	9.7	0.800	14.2	18.75	17.75	1.448	55.66307	0.331	0.662	1.171	0.117	1.382	5.490	0.662	8.200	9.890	1.801	0.009
9	-	10	10.7	0.800	14.2	18.75	17.75	1.497	53.0012	0.324	0.649	1.171	0.117	1.300	6.167	0.649	8.832	10.567	1.713	0.008
																				0.176

PENIMBUNAN 6			H timbunan =		0.4	m	ytim (t/m3) =	1.8												
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	α1	α2	Δσ	2Δσ	Cc	Cs	eo	σ'o	Δσ'6	∑ Δσ'	σ'c	OCR	Sc
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	m			
0	-	1	2.5	0.800	12.6	16.75	15.75	0.654	78.77754	0.359	0.718	1.177	0.118	1.507	0.318	0.718	4.634	4.718	14.823	0.055
1	-	2	3.5	0.800	12.6	16.75	15.75	0.886	74.47589	0.357	0.715	1.177	0.118	1.507	0.955	0.715	5.263	5.355	5.608	0.035
2	-	3	4.5	0.800	12.6	16.75	15.75	1.091	70.34618	0.354	0.709	1.177	0.118	1.507	1.592	0.709	5.883	5.992	3.765	0.027
3	-	4	5.5	0.800	12.6	16.75	15.75	1.266	66.41835	0.350	0.701	1.193	0.119	1.583	2.225	0.701	6.491	6.625	2.977	0.021
4	-	5	6.5	0.800	12.6	16.75	15.75	1.411	62.71201	0.345	0.691	1.193	0.119	1.583	2.856	0.691	7.086	7.256	2.541	0.018
5	-	6	7.5	0.800	12.6	16.75	15.75	1.527	59.23728	0.339	0.679	1.193	0.119	1.583	3.486	0.679	7.670	7.886	2.262	0.016
6	-	7	8.5	0.800	12.6	16.75	15.75	1.616	55.99627	0.332	0.664	1.171	0.117	1.382	4.139	0.664	8.268	8.539	2.063	0.015
7	-	8	9.5	0.800	12.6	16.75	15.75	1.680	52.98487	0.325	0.649	1.171	0.117	1.382	4.815	0.649	8.878	9.215	1.914	0.013
8	-	9	10.5	0.800	12.6	16.75	15.75	1.724	50.19443	0.316	0.633	1.171	0.117	1.382	5.490	0.633	9.482	9.890	1.801	0.012
9	-	10	11.5	0.800	12.6	16.75	15.75	1.750	47.61335	0.308	0.615	1.171	0.117	1.300	6.167	0.615	10.080	10.567	1.713	0.011
																				0.222

Tabel 2. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 1 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 7		H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} (t/m3) =$	1.8													
Depth (m)		z	B2	B1	$(B1+B2)/B2$	B1/B2	α_1	α_2	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'7$	$\sum_{i=1}^7 \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc	
		(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	m				
0	-	1	2.9	0.800	11.8	15.75	14.75	0.846	76.19248	0.358	0.716	1.177	0.118	1.507	0.318	0.716	5.351	4.718	14.823	0.026
1	-	2	3.9	0.800	11.8	15.75	14.75	1.091	71.71084	0.356	0.711	1.177	0.118	1.507	0.955	0.711	5.974	5.355	5.608	0.023
2	-	3	4.9	0.800	11.8	15.75	14.75	1.300	67.44912	0.352	0.703	1.177	0.118	1.507	1.592	0.703	6.587	5.992	3.765	0.020
3	-	4	5.9	0.800	11.8	15.75	14.75	1.474	63.43495	0.347	0.693	1.193	0.119	1.583	2.225	0.693	7.184	6.625	2.977	0.017
4	-	5	6.9	0.800	11.8	15.75	14.75	1.611	59.68322	0.340	0.680	1.193	0.119	1.583	2.856	0.680	7.766	7.256	2.541	0.014
5	-	6	7.9	0.800	11.8	15.75	14.75	1.715	56.19803	0.333	0.666	1.193	0.119	1.583	3.486	0.666	8.336	7.886	2.262	0.012
6	-	7	8.9	0.800	11.8	15.75	14.75	1.790	52.97504	0.325	0.649	1.171	0.117	1.382	4.139	0.649	8.917	8.539	2.063	0.010
7	-	8	9.9	0.800	11.8	15.75	14.75	1.839	50.00392	0.316	0.632	1.171	0.117	1.382	4.815	0.632	9.510	9.215	1.914	0.008
8	-	9	10.9	0.800	11.8	15.75	14.75	1.867	47.27045	0.307	0.613	1.171	0.117	1.382	5.490	0.613	10.095	9.890	1.801	0.005
9	-	10	11.9	0.800	11.8	15.75	14.75	1.878	44.75825	0.297	0.595	1.171	0.117	1.300	6.167	0.595	10.675	10.567	1.713	0.003
																			0.137	

PENIMBUNAN 8		H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} (t/m3) =$		1.8													
Depth (m)		z	B2	B1	$(B1+B2)/B2$	B1/B2	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'8$	$\sum_0^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc		
		(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	m					
0	-	1	3.3	0.800	11	14.75	13.75	1.075	73.30076	0.357	0.713	1.177	0.118	1.507	0.318	0.713	6.064	4.718	14.823	0.026	
1	-	2	4.3	0.800	11	14.75	13.75	1.329	68.64902	0.353	0.706	1.177	0.118	1.507	0.955	0.706	6.680	5.355	5.608	0.023	
2	-	3	5.3	0.800	11	14.75	13.75	1.538	64.27439	0.348	0.696	1.177	0.118	1.507	1.592	0.696	7.282	5.992	3.765	0.020	
3	-	4	6.3	0.800	11	14.75	13.75	1.703	60.19906	0.341	0.683	1.193	0.119	1.583	2.225	0.683	7.867	6.625	2.977	0.018	
4	-	5	7.3	0.800	11	14.75	13.75	1.827	56.4303	0.334	0.667	1.193	0.119	1.583	2.856	0.667	8.433	7.256	2.541	0.017	
5	-	6	8.3	0.800	11	14.75	13.75	1.914	52.96379	0.325	0.650	1.193	0.119	1.583	3.486	0.650	8.986	7.886	2.262	0.015	
6	-	7	9.3	0.800	11	14.75	13.75	1.970	49.787	0.315	0.631	1.171	0.117	1.382	4.139	0.631	9.548	8.539	2.063	0.015	
7	-	8	10.3	0.800	11	14.75	13.75	2.001	46.88228	0.306	0.611	1.171	0.117	1.382	4.815	0.611	10.121	9.215	1.914	0.013	
8	-	9	11.3	0.800	11	14.75	13.75	2.011	44.22925	0.296	0.591	1.171	0.117	1.382	5.490	0.591	10.686	9.890	1.801	0.012	
9	-	10	12.3	0.800	11	14.75	13.75	2.005	41.80655	0.286	0.571	1.171	0.117	1.300	6.167	0.571	11.246	10.567	1.713	0.012	
																			0.170		

0.1530.137

Tabel 2. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 1 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 11		H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} (t/m^3) =$		1.8												
Depth (m)		z	B2	B1	$(B1+B2)/B2$	B1/B2	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'11$	$\sum_{\sigma'} \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc	
		(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	m				
0	-	1	4.5	0.800	8.6	11.75	10.75	2.040	62.37893	0.345	0.691	1.177	0.118	1.507	0.318	0.691	8.165	4.718	14.823	0.018
1	-	2	5.5	0.800	8.6	11.75	10.75	2.268	57.39967	0.336	0.672	1.177	0.118	1.507	0.955	0.672	8.738	5.355	5.608	0.016
2	-	3	6.5	0.800	8.6	11.75	10.75	2.419	52.9175	0.325	0.651	1.177	0.118	1.507	1.592	0.651	9.288	5.992	3.765	0.015
3	-	4	7.5	0.800	8.6	11.75	10.75	2.506	48.90854	0.313	0.627	1.193	0.119	1.583	2.225	0.627	9.813	6.625	2.977	0.013
4	-	5	8.5	0.800	8.6	11.75	10.75	2.543	45.33506	0.301	0.602	1.193	0.119	1.583	2.856	0.602	10.313	7.256	2.541	0.012
5	-	6	9.5	0.800	8.6	11.75	10.75	2.543	42.15338	0.288	0.576	1.193	0.119	1.583	3.486	0.576	10.797	7.886	2.262	0.011
6	-	7	10.5	0.800	8.6	11.75	10.75	2.517	39.31911	0.276	0.551	1.171	0.117	1.382	4.139	0.551	11.289	8.539	2.063	0.011
7	-	8	11.5	0.800	8.6	11.75	10.75	2.472	36.7901	0.263	0.527	1.171	0.117	1.382	4.815	0.527	11.794	9.215	1.914	0.010
8	-	9	12.5	0.800	8.6	11.75	10.75	2.415	34.52797	0.252	0.503	1.171	0.117	1.382	5.490	0.503	12.291	9.890	1.801	0.009
9	-	10	13.5	0.800	8.6	11.75	10.75	2.351	32.49865	0.240	0.481	1.171	0.117	1.300	6.167	0.481	12.785	10.567	1.713	0.008
																			0.123	

PENIMBUNAN 12		H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} (t/m^3) =$	1.8													
Depth (m)		z	B2	B1	$(B1+B2)/B2$	$B1/B2$	α_1	α_2	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'12$	$\sum_0^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc	
		(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	m				
0	-	1	4.9	0.800	7.8	10.75	9.75	2.464	57.86275	0.337	0.675	1.177	0.118	1.507	0.318	0.675	8.840	4.718	14.823	0.016
1	-	2	5.9	0.800	7.8	10.75	9.75	2.652	52.89577	0.326	0.651	1.177	0.118	1.507	0.955	0.651	9.390	5.355	5.608	0.015
2	-	3	6.9	0.800	7.8	10.75	9.75	2.756	48.50353	0.313	0.625	1.177	0.118	1.507	1.592	0.625	9.913	5.992	3.765	0.013
3	-	4	7.9	0.800	7.8	10.75	9.75	2.794	44.63506	0.299	0.595	1.193	0.119	1.583	2.225	0.597	10.410	6.625	2.977	0.012
4	-	5	8.9	0.800	7.8	10.75	9.75	2.786	41.23147	0.285	0.569	1.193	0.119	1.583	2.856	0.569	10.883	7.256	2.541	0.011
5	-	6	9.9	0.800	7.8	10.75	9.75	2.747	38.23383	0.271	0.542	1.193	0.119	1.583	3.486	0.542	11.339	7.886	2.262	0.010
6	-	7	10.9	0.800	7.8	10.75	9.75	2.686	35.58737	0.258	0.516	1.171	0.117	1.382	4.139	0.516	11.805	8.539	2.063	0.010
7	-	8	11.9	0.800	7.8	10.75	9.75	2.612	33.24333	0.245	0.491	1.171	0.117	1.382	4.815	0.491	12.284	9.215	1.914	0.009
8	-	9	12.9	0.800	7.8	10.75	9.75	2.531	31.1593	0.233	0.467	1.171	0.117	1.382	5.490	0.467	12.758	9.890	1.801	0.008
9	-	10	13.9	0.800	7.8	10.75	9.75	2.446	29.29901	0.222	0.445	1.171	0.117	1.300	6.167	0.445	13.230	10.567	1.713	0.008
																			0.110	

PENIMBUNAN 13			H timbunan =		0.4	m	γ _{tim} (t/m3) =	1.8													
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	α1	α2	Δσ	2Δσ	C _c	C _s	e _o	σ'ο	Δσ'13	∑ _σ ¹ Δσ'	σ'c	OCR	Sc	
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)					
0	-	1	5.3	0.800	7	9.75	8.75	2.935	52.86908	0.326	0.652	1.177	0.118	1.507	0.318	0.652	9.492	4.718	14.823	0.015	
1	-	2	6.3	0.800	7	9.75	8.75	3.060	48.01279	0.311	0.623	1.177	0.118	1.507	0.955	0.623	10.012	5.355	5.608	0.013	
2	-	3	7.3	0.800	7	9.75	8.75	3.098	43.79817	0.296	0.592	1.177	0.118	1.507	1.592	0.592	10.505	5.992	3.765	0.012	
3	-	4	8.3	0.800	7	9.75	8.75	3.078	40.1434	0.281	0.561	1.193	0.119	1.583	2.225	0.561	10.971	6.625	2.977	0.011	
4	-	5	9.3	0.800	7	9.75	8.75	3.019	36.96834	0.266	0.531	1.193	0.119	1.583	2.856	0.531	11.414	7.256	2.541	0.010	
5	-	6	10.3	0.800	7	9.75	8.75	2.935	34.20048	0.251	0.503	1.193	0.119	1.583	3.486	0.503	11.842	7.886	2.262	0.009	
6	-	7	11.3	0.800	7	9.75	8.75	2.839	31.77693	0.238	0.476	1.171	0.117	1.382	4.139	0.476	12.281	8.539	2.063	0.008	
7	-	8	12.3	0.800	7	9.75	8.75	2.736	29.64445	0.225	0.451	1.171	0.117	1.382	4.815	0.451	12.735	9.215	1.914	0.008	
8	-	9	13.3	0.800	7	9.75	8.75	2.632	27.75854	0.214	0.427	1.171	0.117	1.382	5.490	0.427	13.185	9.890	1.801	0.007	
9	-	10	14.3	0.800	7	9.75	8.75	2.528	26.08223	0.203	0.406	1.171	0.117	1.300	6.167	0.406	13.636	10.567	1.713	0.007	
																					0.098

PENIMBUNAN 14			H timbunan =		0.4	m	γ _{tim} (t/m3) =	1.8													
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	α1	α2	Δσ	2Δσ	C _c	C _s	e _o	σ'ο	Δσ'14	∑ _σ ¹ Δσ'	σ'c	OCR	Sc	
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)					
0	-	1	5.7	0.800	6.2	8.75	7.75	3.439	47.40597	0.310	0.620	1.177	0.118	1.507	0.318	0.620	10.111	4.718	14.823	0.013	
1	-	2	6.7	0.800	6.2	8.75	7.75	3.474	42.78034	0.293	0.585	1.177	0.118	1.507	0.955	0.585	10.598	5.355	5.608	0.012	
2	-	3	7.7	0.800	6.2	8.75	7.75	3.433	38.84084	0.276	0.551	1.177	0.118	1.507	1.592	0.551	11.056	5.992	3.765	0.010	
3	-	4	8.7	0.800	6.2	8.75	7.75	3.345	35.47533	0.259	0.518	1.193	0.119	1.583	2.225	0.518	11.489	6.625	2.977	0.009	
4	-	5	9.7	0.800	6.2	8.75	7.75	3.230	32.58571	0.243	0.487	1.193	0.119	1.583	2.856	0.487	11.901	7.256	2.541	0.008	
5	-	6	10.7	0.800	6.2	8.75	7.75	3.103	30.08969	0.229	0.458	1.193	0.119	1.583	3.486	0.458	12.300	7.886	2.262	0.008	
6	-	7	11.7	0.800	6.2	8.75	7.75	2.972	27.91977	0.216	0.431	1.171	0.117	1.382	4.139	0.431	12.712	8.539	2.063	0.007	
7	-	8	12.7	0.800	6.2	8.75	7.75	2.842	26.02112	0.204	0.407	1.171	0.117	1.382	4.815	0.407	13.142	9.215	1.914	0.007	
8	-	9	13.7	0.800	6.2	8.75	7.75	2.715	24.34936	0.192	0.385	1.171	0.117	1.382	5.490	0.385	13.570	9.890	1.801	0.006	
9	-	10	14.7	0.800	6.2	8.75	7.75	2.595	22.8685	0.182	0.365	1.171	0.117	1.300	6.167	0.365	14.001	10.567	1.713	0.006	
																					0.086

Tabel 2. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 1 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 15			H timbunan =		0.4	m	γ _{tim} (t/m3) =	1.8													
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	α ₁	α ₂	Δσ	2Δσ	C _c	C _s	e _o	σ'o	Δσ'15	$\sum_{\sigma'}^i \Delta\sigma'$	σ'c	OCR	Sc	
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)					
0	-	1	6.1	0.800	5.4	7.75	6.75	3.949	41.51673	0.288	0.577	1.177	0.118	1.507	0.318	0.577	10.688	4.718	14.823	0.011	
1	-	2	7.1	0.800	5.4	7.75	6.75	3.873	37.25529	0.269	0.538	1.177	0.118	1.507	0.955	0.538	11.136	5.355	5.608	0.010	
2	-	3	8.1	0.800	5.4	7.75	6.75	3.742	33.69007	0.251	0.501	1.177	0.118	1.507	1.592	0.501	11.558	5.992	3.765	0.009	
3	-	4	9.1	0.800	5.4	7.75	6.75	3.582	30.68517	0.234	0.468	1.193	0.119	1.583	2.225	0.468	11.957	6.625	2.977	0.008	
4	-	5	10.1	0.800	5.4	7.75	6.75	3.413	28.13134	0.218	0.437	1.193	0.119	1.583	2.856	0.437	12.338	7.256	2.541	0.007	
5	-	6	11.1	0.800	5.4	7.75	6.75	3.244	25.9423	0.204	0.409	1.193	0.119	1.583	3.486	0.409	12.708	7.886	2.262	0.007	
6	-	7	12.1	0.800	5.4	7.75	6.75	3.080	24.0503	0.192	0.383	1.171	0.117	1.382	4.139	0.383	13.095	8.539	2.063	0.006	
7	-	8	13.1	0.800	5.4	7.75	6.75	2.925	22.40213	0.180	0.361	1.171	0.117	1.382	4.815	0.361	13.503	9.215	1.914	0.006	
8	-	9	14.1	0.800	5.4	7.75	6.75	2.780	20.95578	0.170	0.340	1.171	0.117	1.382	5.490	0.340	13.910	9.890	1.801	0.005	
9	-	10	15.1	0.800	5.4	7.75	6.75	2.645	19.67786	0.161	0.321	1.171	0.117	1.300	6.167	0.321	14.322	10.567	1.713	0.005	
																					0.075

PENIMBUNAN 16			H timbunan =		0.4	m	γ _{tim} (t/m3) =	1.8													
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	α ₁	α ₂	Δσ	2Δσ	C _c	C _s	e _o	σ'o	Δσ'16	$\sum_{\sigma'}^i \Delta\sigma'$	σ'c	OCR	Sc	
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)					
0	-	1	6.5	0.800	4.6	6.75	5.75	4.432	35.28675	0.261	0.522	1.177	0.118	1.507	0.318	0.522	11.210	4.718	14.823	0.010	
1	-	2	7.5	0.800	4.6	6.75	5.75	4.232	31.52218	0.240	0.481	1.177	0.118	1.507	0.955	0.481	11.617	5.355	5.608	0.009	
2	-	3	8.5	0.800	4.6	6.75	5.75	4.006	28.42121	0.222	0.444	1.177	0.118	1.507	1.592	0.444	12.002	5.992	3.765	0.008	
3	-	4	9.5	0.800	4.6	6.75	5.75	3.778	25.83675	0.205	0.411	1.193	0.119	1.583	2.225	0.411	12.367	6.625	2.977	0.007	
4	-	5	10.5	0.800	4.6	6.75	5.75	3.558	23.658	0.191	0.381	1.193	0.119	1.583	2.856	0.381	12.719	7.256	2.541	0.006	
5	-	6	11.5	0.800	4.6	6.75	5.75	3.352	21.80141	0.178	0.355	1.193	0.119	1.583	3.486	0.355	13.064	7.886	2.262	0.006	
6	-	7	12.5	0.800	4.6	6.75	5.75	3.161	20.20362	0.166	0.332	1.171	0.117	1.382	4.139	0.332	13.428	8.539	2.063	0.005	
7	-	8	13.5	0.800	4.6	6.75	5.75	2.985	18.81607	0.156	0.312	1.171	0.117	1.382	4.815	0.312	13.814	9.215	1.914	0.005	
8	-	9	14.5	0.800	4.6	6.75	5.75	2.825	17.60118	0.147	0.293	1.171	0.117	1.382	5.490	0.293	14.204	9.890	1.801	0.004	
9	-	10	15.5	0.800	4.6	6.75	5.75	2.678	16.52953	0.138	0.277	1.171	0.117	1.300	6.167	0.277	14.599	10.567	1.713	0.004	
																					0.063

PENIMBUNAN 18			H timbunan =		0.4	m	ytim (t/m3) =	1.8													
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	α1	α2	Δσ	2Δσ	Cc	Cs	eo	σ'o	Δσ'18	$\sum \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'}$	σ'c	OCR	Sc	
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)			m
0	-	1	7.3	0.800	3	4.75	3.75	5.158	22.34065	0.187	0.375	1.177	0.118	1.507	0.318	0.375	12.039	4.718	14.823	0.006	
1	-	2	8.3	0.800	3	4.75	3.75	4.728	19.87218	0.169	0.339	1.177	0.118	1.507	0.955	0.339	12.369	5.355	5.608	0.006	
2	-	3	9.3	0.800	3	4.75	3.75	4.346	17.8787	0.154	0.308	1.177	0.118	1.507	1.592	0.308	12.689	5.992	3.765	0.005	
3	-	4	10.3	0.800	3	4.75	3.75	4.012	16.23884	0.141	0.282	1.193	0.119	1.583	2.225	0.282	12.998	6.625	2.977	0.004	
4	-	5	11.3	0.800	3	4.75	3.75	3.719	14.86828	0.130	0.260	1.193	0.119	1.583	2.856	0.260	13.301	7.256	2.541	0.004	
5	-	6	12.3	0.800	3	4.75	3.75	3.461	13.70696	0.121	0.241	1.193	0.119	1.583	3.486	0.241	13.604	7.886	2.262	0.004	
6	-	7	13.3	0.800	3	4.75	3.75	3.234	12.71113	0.112	0.225	1.171	0.117	1.382	4.139	0.225	13.931	8.539	2.063	0.003	
7	-	8	14.3	0.800	3	4.75	3.75	3.033	11.84827	0.105	0.210	1.171	0.117	1.382	4.815	0.210	14.286	9.215	1.914	0.003	
8	-	9	15.3	0.800	3	4.75	3.75	2.854	11.09372	0.099	0.197	1.171	0.117	1.382	5.490	0.197	14.646	9.890	1.801	0.003	
9	-	10	16.3	0.800	3	4.75	3.75	2.694	10.42853	0.093	0.186	1.171	0.117	1.300	6.167	0.186	15.016	10.567	1.713	0.003	
																					0.041

Tabel 3. Hasil Perhitungan Perubahan Tegangan untuk U100% Akibat Penimbunan Bertahap 8 Minggu (8 Tahap) pada Zona 1

Tegangan efektif untuk U 100%												
Depth (m)			z	Po'	σ_1'	σ_2'	σ_3'	σ_4'	σ_5'	σ_6'	σ_7'	σ_8'
			(m)	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2
				0	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2
0	-	1	0.5	0.318	1.038	1.758	2.478	3.198	3.917	4.634	5.351	6.064
1	-	2	1.5	0.955	1.675	2.394	3.113	3.831	4.548	5.263	5.974	6.680
2	-	3	2.5	1.592	2.311	3.029	3.746	4.461	5.174	5.883	6.587	7.282
3	-	4	3.5	2.225	2.943	3.659	4.372	5.083	5.790	6.491	7.184	7.867
4	-	5	4.5	2.856	3.570	4.283	4.992	5.696	6.395	7.086	7.766	8.433
5	-	6	5.5	3.486	4.197	4.904	5.607	6.303	6.992	7.670	8.336	8.986
6	-	7	6.5	4.139	4.844	5.545	6.240	6.926	7.603	8.268	8.917	9.548
7	-	8	7.5	4.815	5.513	6.206	6.891	7.566	8.229	8.878	9.510	10.121
8	-	9	8.5	5.490	6.181	6.864	7.538	8.200	8.849	9.482	10.095	10.686
9	-	10	9.5	6.167	6.849	7.521	8.183	8.832	9.465	10.080	10.675	11.246

Tabel 4. Hasil Perhitungan Perubahan Tegangan untuk U<100% Akibat Penimbunan Bertahap 8 Minggu (8 Tahap) pada Zona 1

Derajat Konsolidasi U<100%													
Perubahan Tegangan			Po'	ΔP1'	ΔP2'	ΔP3'	ΔP4'	ΔP5'	ΔP6'	ΔP7'	ΔP8'	Σσp'	Σσp'
			KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2		
Tinggi Timbunan			0	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2		
Umur Timbunan			-	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg		
Kedalaman/ U(%)			1	0.570	0.524	0.473	0.417	0.354	0.284	0.205	0.115	t/m2	kg/cm2
0	-	1	0.318	0.306	0.330	0.310	0.278	0.238	0.191	0.138	0.077	2.188	0.219
1	-	2	0.955	0.360	0.345	0.317	0.281	0.240	0.192	0.138	0.077	2.906	0.291
2	-	3	1.592	0.377	0.352	0.320	0.283	0.240	0.192	0.138	0.076	3.570	0.357
3	-	4	2.225	0.384	0.356	0.322	0.283	0.240	0.191	0.136	0.075	4.212	0.421
4	-	5	2.856	0.388	0.357	0.322	0.282	0.238	0.189	0.134	0.074	4.840	0.484
5	-	6	3.486	0.389	0.357	0.321	0.280	0.236	0.186	0.132	0.072	5.459	0.546
6	-	7	4.139	0.388	0.355	0.318	0.278	0.232	0.183	0.129	0.070	6.093	0.609
7	-	8	4.815	0.387	0.353	0.315	0.274	0.228	0.179	0.126	0.068	6.745	0.674
8	-	9	5.490	0.384	0.349	0.311	0.269	0.224	0.175	0.122	0.066	7.391	0.739
9	-	10	6.167	0.380	0.345	0.306	0.264	0.219	0.171	0.119	0.064	8.035	0.803

Tabel 5. Hasil Perhitungan Peningkatan Cu (8 Minggu)

$\Sigma \sigma_p'$	Kedalaman			PI	Cu lama	Cu baru
						(Ardana & Mochtar)
kg/cm2	(m)			%	kg/cm2	kg/cm2
0.219	0	-	1	37.282	0.108	0.102
0.291	1	-	2	37.282	0.108	0.111
0.357	2	-	3	37.282	0.108	0.120
0.421	3	-	4	34.553	0.104	0.130
0.484	4	-	5	34.553	0.104	0.139
0.546	5	-	6	34.553	0.104	0.147
0.609	6	-	7	34.938	0.371	0.155
0.674	7	-	8	34.938	0.371	0.164
0.739	8	-	9	34.938	0.371	0.172
0.803	9	-	10	38,059	0.292	0.177

Tabel 6. Tahapan Penimbunan (Zona 2)

Tinggi Timbunan	Waktu (minggu)															
	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	4.4	4.8	5.2	5.6	6	6.3
0.4	1 mg															
0.8	2 mg	1 mg														
1.2	3 mg	2 mg	1 mg													
1.6	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg												
2	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg											
2.4	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg										
2.8	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg									
3.2	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg								
3.6	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg							
4	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg						
4.4	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg					
4.8	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg				
5.2	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg			
5.6	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg		
6	15 mg	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg	
6.3	16 mg	15 mg	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg

Tabel 7. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 2

PENIMBUNAN 1			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} (t/m3) =$	1.8												
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	α 1	α 2	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'1$	$\sum_{\sigma'}^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc
			(m)	(m)	(m)					(m)	(t/m2)				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)			
0	-	1	0.5	0.800	14.8	19.50	18.50	0.099	88.06507	0.360	0.720	1.177	0.118	1.507	0.318	0.720	1.038	4.718	14.823	0.024
1	-	2	1.5	0.800	14.8	19.50	18.50	0.295	84.21276	0.360	0.720	1.177	0.118	1.507	0.955	0.720	1.675	5.355	5.608	0.011
2	-	3	2.5	0.800	14.8	19.50	18.50	0.483	80.41217	0.359	0.719	1.177	0.118	1.507	1.592	0.719	2.310	5.992	3.765	0.008
3	-	4	3.5	0.800	14.8	19.50	18.50	0.660	76.69476	0.358	0.716	1.193	0.119	1.583	2.225	0.716	2.942	6.625	2.977	0.006
4	-	5	4.5	0.800	14.8	19.50	18.50	0.821	73.08789	0.356	0.713	1.193	0.119	1.583	2.856	0.713	3.568	7.256	2.541	0.004
5	-	6	5.5	0.800	14.8	19.50	18.50	0.965	69.61385	0.354	0.708	1.193	0.119	1.583	3.486	0.708	4.193	7.886	2.262	0.004
6	-	7	6.5	0.800	14.8	19.50	18.50	1.091	66.28944	0.350	0.700	1.171	0.117	1.382	4.139	0.700	4.839	8.539	2.063	0.003
7	-	8	7.5	0.800	14.8	19.50	18.50	1.197	63.12608	0.346	0.692	1.171	0.117	1.382	4.815	0.692	5.506	9.215	1.914	0.003
8	-	9	8.5	0.800	14.8	19.50	18.50	1.285	60.1302	0.341	0.682	1.171	0.117	1.382	5.490	0.682	6.172	9.890	1.801	0.002
9	-	10	9.5	0.800	14.8	19.50	18.50	1.356	57.30392	0.335	0.670	1.171	0.117	1.300	6.167	0.670	6.837	10.567	1.713	0.002
																				0.068

PENIMBUNAN 2			H timbunan =		0.4	m	γ _{tim} (t/m3) =	1.8													
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	α ₁	α ₂	Δσ	2Δσ	C _c	C _s	e _o	σ' _o	Δσ' ₂	$\sum \Delta \sigma'$	σ' _c	OCR	S _c	
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)			m
0	-	1	0.9	0.800	14	18.50	17.50	0.198	86.32176	0.360	0.720	1.177	0.118	1.507	0.318	0.720	1.758	4.718	14.823	0.035	
1	-	2	1.9	0.800	14	18.50	17.50	0.413	82.27136	0.360	0.719	1.177	0.118	1.507	0.955	0.719	2.394	5.355	5.608	0.019	
2	-	3	2.9	0.800	14	18.50	17.50	0.616	78.2971	0.359	0.718	1.177	0.118	1.507	1.592	0.718	3.028	5.992	3.765	0.013	
3	-	4	3.9	0.800	14	18.50	17.50	0.804	74.43368	0.357	0.714	1.193	0.119	1.583	2.225	0.714	3.656	6.625	2.977	0.010	
4	-	5	4.9	0.800	14	18.50	17.50	0.971	70.70995	0.355	0.709	1.193	0.119	1.583	2.856	0.709	4.278	7.256	2.541	0.008	
5	-	6	5.9	0.800	14	18.50	17.50	1.117	67.14805	0.351	0.703	1.193	0.119	1.583	3.486	0.703	4.896	7.886	2.262	0.007	
6	-	7	6.9	0.800	14	18.50	17.50	1.241	63.76329	0.347	0.694	1.171	0.117	1.382	4.139	0.694	5.533	8.539	2.063	0.006	
7	-	8	7.9	0.800	14	18.50	17.50	1.343	60.56458	0.342	0.683	1.171	0.117	1.382	4.815	0.683	6.190	9.215	1.914	0.005	
8	-	9	8.9	0.800	14	18.50	17.50	1.424	57.5553	0.336	0.671	1.171	0.117	1.382	5.490	0.671	6.843	9.890	1.801	0.005	
9	-	10	9.9	0.800	14	18.50	17.50	1.486	54.73423	0.329	0.658	1.171	0.117	1.300	6.167	0.658	7.495	10.567	1.713	0.004	
																				0.112	

PENIMBUNAN 4			H timbunan =	0.4	m	y _{tim} (t/m3) =	1.8													
								α ₁	α ₂	Δσ	2Δσ	C _c	C _s	e _o	σ' _o	Δσ' ₄	∑ Δσ'	σ' _c	OCR	Sc
Depth (m)			z	B ₂	B ₁	(B ₁ +B ₂)/B ₂	B ₁ /B ₂	α ₁	α ₂	t/m ²	t/m ²	C _c	C _s	e _o	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	OCR	m
			(m)	(m)	(m)															
0	-	1	1.7	0.800	12.4	16.50	15.50	0.468	82.1936	0.360	0.719	1.177	0.118	1.507	0.318	0.719	3.197	4.718	14.823	0.047
1	-	2	2.7	0.800	12.4	16.50	15.50	0.724	77.71604	0.359	0.717	1.177	0.118	1.507	0.955	0.717	3.830	5.355	5.608	0.028
2	-	3	3.7	0.800	12.4	16.50	15.50	0.956	73.38558	0.357	0.713	1.177	0.118	1.507	1.592	0.713	4.457	5.992	3.765	0.021
3	-	4	4.7	0.800	12.4	16.50	15.50	1.160	69.24168	0.353	0.707	1.193	0.119	1.583	2.225	0.707	5.074	6.625	2.977	0.017
4	-	5	5.7	0.800	12.4	16.50	15.50	1.332	65.31283	0.349	0.698	1.193	0.119	1.583	2.856	0.698	5.681	7.256	2.541	0.014
5	-	6	6.7	0.800	12.4	16.50	15.50	1.472	61.61665	0.344	0.687	1.193	0.119	1.583	3.486	0.687	6.279	7.886	2.262	0.012
6	-	7	7.7	0.800	12.4	16.50	15.50	1.583	58.16105	0.337	0.674	1.171	0.117	1.382	4.139	0.674	6.893	8.539	2.063	0.011
7	-	8	8.7	0.800	12.4	16.50	15.50	1.665	54.946	0.330	0.659	1.171	0.117	1.382	4.815	0.659	7.522	9.215	1.914	0.010
8	-	9	9.7	0.800	12.4	16.50	15.50	1.724	51.96542	0.322	0.643	1.171	0.117	1.382	5.490	0.643	8.145	9.890	1.801	0.008
9	-	10	10.7	0.800	12.4	16.50	15.50	1.763	49.20898	0.313	0.626	1.171	0.117	1.300	6.167	0.626	8.765	10.567	1.713	0.008
																				0.175

Tabel 7. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 2 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 5			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} (t/m^3) =$	1.8												
Depth (m)			z	B2	B1	$(B1+B2)/B2$	B1/B2	α_1	α_2	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'_S$	$\sum_{\sigma'_o}^i \Delta\sigma'_i$	σ'_c	OCR	Sc
			(m)	(m)	(m)					(m)	(t/m2)				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)			
0	-	1	2.1	0.800	11.6	15.50	14.50	0.649	79.73863	0.359	0.718	1.177	0.118	1.507	0.318	0.718	3.916	4.718	14.823	0.051
1	-	2	3.1	0.800	11.6	15.50	14.50	0.926	75.03784	0.358	0.715	1.177	0.118	1.507	0.955	0.715	4.545	5.355	5.608	0.032
2	-	3	4.1	0.800	11.6	15.50	14.50	1.170	70.53413	0.355	0.709	1.177	0.118	1.507	1.592	0.709	5.166	5.992	3.765	0.024
3	-	4	5.1	0.800	11.6	15.50	14.50	1.376	66.26706	0.350	0.701	1.193	0.119	1.583	2.225	0.701	5.775	6.625	2.977	0.019
4	-	5	6.1	0.800	11.6	15.50	14.50	1.544	62.26182	0.345	0.690	1.193	0.119	1.583	2.856	0.690	6.370	7.256	2.541	0.016
5	-	6	7.1	0.800	11.6	15.50	14.50	1.675	58.53049	0.338	0.676	1.193	0.119	1.583	3.486	0.676	6.955	7.886	2.262	0.014
6	-	7	8.1	0.800	11.6	15.50	14.50	1.772	55.07433	0.330	0.660	1.171	0.117	1.382	4.139	0.660	7.553	8.539	2.063	0.013
7	-	8	9.1	0.800	11.6	15.50	14.50	1.840	51.88643	0.322	0.643	1.171	0.117	1.382	4.815	0.643	8.165	9.215	1.914	0.011
8	-	9	10.1	0.800	11.6	15.50	14.50	1.882	48.95425	0.313	0.625	1.171	0.117	1.382	5.490	0.625	8.770	9.890	1.801	0.010
9	-	10	11.1	0.800	11.6	15.50	14.50	1.905	46.26182	0.303	0.606	1.171	0.117	1.300	6.167	0.606	9.371	10.567	1.713	0.009
																				0.199

PENIMBUNAN 6		H timbunan =		0.4	m	γ _{tim} (t/m3) =	1.8													
Depth (m)		z	B ₂	B ₁	(B ₁ +B ₂)/B ₂	B ₁ /B ₂	α 1	α2	Δσ	2Δσ	Cc	Cs	eo	σ'ο	Δσ'6	$\sum_{\sigma'}^i \Delta \sigma'$	σ'c	OCR	Sc	
		(m)	(m)	(m)					(t/m2)	(t/m2)				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)			(t/m2)
0	-	1	2.5	0.800	10.8	14.50	13.50	0.871	76.96664	0.358	0.717	1.177	0.118	1.507	0.318	0.717	4.632	4.718	14.823	0.055
1	-	2	3.5	0.800	10.8	14.50	13.50	1.166	72.04383	0.356	0.712	1.177	0.118	1.507	0.955	0.712	5.257	5.355	5.608	0.035
2	-	3	4.5	0.800	10.8	14.50	13.50	1.417	67.38014	0.352	0.703	1.177	0.118	1.507	1.592	0.703	5.870	5.992	3.765	0.027
3	-	4	5.5	0.800	10.8	14.50	13.50	1.620	63.01211	0.346	0.692	1.193	0.119	1.583	2.225	0.692	6.467	6.625	2.977	0.021
4	-	5	6.5	0.800	10.8	14.50	13.50	1.778	58.95829	0.339	0.678	1.193	0.119	1.583	2.856	0.678	7.048	7.256	2.541	0.018
5	-	6	7.5	0.800	10.8	14.50	13.50	1.893	55.22217	0.331	0.661	1.193	0.119	1.583	3.486	0.661	7.617	7.886	2.262	0.016
6	-	7	8.5	0.800	10.8	14.50	13.50	1.972	51.79594	0.322	0.643	1.171	0.117	1.382	4.139	0.643	8.196	8.539	2.063	0.015
7	-	8	9.5	0.800	10.8	14.50	13.50	2.020	48.66418	0.312	0.624	1.171	0.117	1.382	4.815	0.624	8.788	9.215	1.914	0.013
8	-	9	10.5	0.800	10.8	14.50	13.50	2.043	45.80693	0.302	0.603	1.171	0.117	1.382	5.490	0.603	9.373	9.890	1.801	0.011
9	-	10	11.5	0.800	10.8	14.50	13.50	2.046	43.20207	0.291	0.583	1.171	0.117	1.300	6.167	0.583	9.954	10.567	1.713	0.011
																			0.221	

PENIMBUNAN 7			H timbunan =		0.4	m	ytim (t/m3) =	1.8													
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\Delta \sigma$	$2\Delta \sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta \sigma'7$	$\sum_{\sigma'o}^i \Delta \sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc	
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	m				
0	-	1	2.9	0.800	10	13.50	12.50	1.142	73.82784	0.357	0.714	1.177	0.118	1.507	0.318	0.714	5.346	5.346	5.608	0.026	
1	-	2	3.9	0.800	10	13.50	12.50	1.451	68.69422	0.353	0.706	1.177	0.118	1.507	0.955	0.706	5.963	5.355	5.608	0.022	
2	-	3	4.9	0.800	10	13.50	12.50	1.701	63.89515	0.347	0.695	1.177	0.118	1.507	1.592	0.695	6.565	5.992	3.765	0.019	
3	-	4	5.9	0.800	10	13.50	12.50	1.893	59.4594	0.340	0.680	1.193	0.119	1.583	2.225	0.680	7.147	6.625	2.977	0.016	
4	-	5	6.9	0.800	10	13.50	12.50	2.032	55.39432	0.331	0.663	1.193	0.119	1.583	2.856	0.663	7.711	7.256	2.541	0.013	
5	-	6	7.9	0.800	10	13.50	12.50	2.124	51.69126	0.321	0.643	1.193	0.119	1.583	3.486	0.643	8.259	7.886	2.262	0.010	
6	-	7	8.9	0.800	10	13.50	12.50	2.178	48.33092	0.311	0.622	1.171	0.117	1.382	4.139	0.622	8.818	8.539	2.063	0.008	
7	-	8	9.9	0.800	10	13.50	12.50	2.202	45.28792	0.300	0.600	1.171	0.117	1.382	4.815	0.600	9.389	9.215	1.914	0.005	
8	-	9	10.9	0.800	10	13.50	12.50	2.202	42.53424	0.289	0.578	1.171	0.117	1.382	5.490	0.578	9.951	9.890	1.801	0.002	
9	-	10	11.9	0.800	10	13.50	12.50	2.184	40.04155	0.278	0.556	1.171	0.117	1.300	6.167	0.556	10.510	10.567	1.713	0.000	
																					0.121

PENIMBUNAN 8			H timbunan =		0.4	m	ytim (t/m3) =	1.8													
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\Delta \sigma$	$2\Delta \sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta \sigma'8$	$\sum_{\sigma'o}^i \Delta \sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc	
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	m				
0	-	1	3.3	0.800	9.2	12.50	11.50	1.470	70.26731	0.355	0.709	1.177	0.118	1.507	0.318	0.709	6.056	4.718	14.823	0.025	
1	-	2	4.3	0.800	9.2	12.50	11.50	1.783	64.94902	0.349	0.698	1.177	0.118	1.507	0.955	0.698	6.661	5.355	5.608	0.023	
2	-	3	5.3	0.800	9.2	12.50	11.50	2.022	60.05432	0.341	0.683	1.177	0.118	1.507	1.592	0.683	7.247	5.992	3.765	0.020	
3	-	4	6.3	0.800	9.2	12.50	11.50	2.192	55.59734	0.332	0.664	1.193	0.119	1.583	2.225	0.664	7.811	6.625	2.977	0.018	
4	-	5	7.3	0.800	9.2	12.50	11.50	2.302	51.56876	0.321	0.643	1.193	0.119	1.583	2.856	0.643	8.354	7.256	2.541	0.016	
5	-	6	8.3	0.800	9.2	12.50	11.50	2.363	47.94405	0.310	0.620	1.193	0.119	1.583	3.486	0.620	8.879	7.886	2.262	0.015	
6	-	7	9.3	0.800	9.2	12.50	11.50	2.387	44.6903	0.298	0.596	1.171	0.117	1.382	4.139	0.596	9.414	8.539	2.063	0.014	
7	-	8	10.3	0.800	9.2	12.50	11.50	2.382	41.77135	0.286	0.572	1.171	0.117	1.382	4.815	0.572	9.961	9.215	1.914	0.013	
8	-	9	11.3	0.800	9.2	12.50	11.50	2.356	39.15108	0.274	0.549	1.171	0.117	1.382	5.490	0.549	10.500	9.890	1.801	0.011	
9	-	10	12.3	0.800	9.2	12.50	11.50	2.316	36.79529	0.263	0.526	1.171	0.117	1.300	6.167	0.526	11.036	10.567	1.713	0.011	
																					0.165

Tabel 7. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 2 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 9		H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} (t/m3) =$	1.8													
Depth (m)		z	B2	B1	$(B1+B2)/B2$	$B1/B2$	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'9$	$\sum_{\sigma'}^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc	
		(m)	(m)	(m)					(t/m2)	(t/m2)				(t/m2)	(t/m2)					
0	-	1	3.7	0.800	8.4	11.50	10.50	1.864	66.22765	0.351	0.701	1.177	0.118	1.507	0.318	0.701	6.757	4.718	14.823	0.022
1	-	2	4.7	0.800	8.4	11.50	10.50	2.167	60.77195	0.343	0.686	1.177	0.118	1.507	0.955	0.686	7.346	5.355	5.608	0.020
2	-	3	5.7	0.800	8.4	11.50	10.50	2.379	55.84031	0.333	0.666	1.177	0.118	1.507	1.592	0.666	7.913	5.992	3.765	0.018
3	-	4	6.7	0.800	8.4	11.50	10.50	2.512	51.42347	0.321	0.643	1.193	0.119	1.583	2.225	0.643	8.454	6.625	2.977	0.016
4	-	5	7.7	0.800	8.4	11.50	10.50	2.583	47.48955	0.309	0.618	1.193	0.119	1.583	2.856	0.618	8.971	7.256	2.541	0.014
5	-	6	8.7	0.800	8.4	11.50	10.50	2.605	43.99491	0.296	0.592	1.193	0.119	1.583	3.486	0.592	9.471	7.886	2.262	0.013
6	-	7	9.7	0.800	8.4	11.50	10.50	2.593	40.89189	0.283	0.566	1.171	0.117	1.382	4.139	0.566	9.980	8.539	2.063	0.012
7	-	8	10.7	0.800	8.4	11.50	10.50	2.556	38.13357	0.270	0.540	1.171	0.117	1.382	4.815	0.540	10.501	9.215	1.914	0.011
8	-	9	11.7	0.800	8.4	11.50	10.50	2.502	35.67641	0.258	0.516	1.171	0.117	1.382	5.490	0.516	11.016	9.890	1.801	0.010
9	-	10	12.7	0.800	8.4	11.50	10.50	2.439	33.48134	0.246	0.492	1.171	0.117	1.300	6.167	0.492	11.528	10.567	1.713	0.010
																			0.147	

PENIMBUNAN 10			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} (t/m^3) =$	1.8												
Depth (m)			z	B2	B1	$(B1+B2)/B2$	B1/B2	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'10$	$\sum_{\sigma'}^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc
			(m)	(m)	(m)					(t/m2)	(t/m2)				(t/m2)	(t/m2)	m			
0	-	1	4.1	0.800	7.6	10.50	9.50	2.329	61.65431	0.344	0.689	1.177	0.118	1.507	0.318	0.689	7.446	4.718	14.823	0.020
1	-	2	5.1	0.800	7.6	10.50	9.50	2.600	56.13631	0.334	0.667	1.177	0.118	1.507	0.955	0.667	8.014	5.355	5.608	0.018
2	-	3	6.1	0.800	7.6	10.50	9.50	2.765	51.24837	0.321	0.642	1.177	0.118	1.507	1.592	0.642	8.555	5.992	3.765	0.016
3	-	4	7.1	0.800	7.6	10.50	9.50	2.846	46.94809	0.307	0.615	1.193	0.119	1.583	2.225	0.615	9.068	6.625	2.977	0.014
4	-	5	8.1	0.800	7.6	10.50	9.50	2.866	43.17591	0.293	0.586	1.193	0.119	1.583	2.856	0.586	9.557	7.256	2.541	0.013
5	-	6	9.1	0.800	7.6	10.50	9.50	2.842	39.86745	0.279	0.558	1.193	0.119	1.583	3.486	0.558	10.029	7.886	2.262	0.011
6	-	7	10.1	0.800	7.6	10.50	9.50	2.789	36.96056	0.265	0.530	1.171	0.117	1.382	4.139	0.530	10.510	8.539	2.063	0.011
7	-	8	11.1	0.800	7.6	10.50	9.50	2.718	34.39885	0.252	0.504	1.171	0.117	1.382	4.815	0.504	11.005	9.215	1.914	0.010
8	-	9	12.1	0.800	7.6	10.50	9.50	2.636	32.1329	0.239	0.478	1.171	0.117	1.382	5.490	0.478	11.494	9.890	1.801	0.009
9	-	10	13.1	0.800	7.6	10.50	9.50	2.549	30.12028	0.228	0.455	1.171	0.117	1.300	6.167	0.455	11.984	10.567	1.713	0.009
																				0.130

PENIMBUNAN 11			H timbunan =		0.4	m	ytim (t/m3) =	1.8													
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'11$	$\sum_0^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc	
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)		m	
0	-	1	4.5	0.800	6.8	9.50	8.50	2.865	56.50482	0.335	0.670	1.177	0.118	1.507	0.318	0.670	8.115	4.718	14.823	0.018	
1	-	2	5.5	0.800	6.8	9.50	8.50	3.074	51.03325	0.321	0.642	1.177	0.118	1.507	0.955	0.642	8.656	5.355	5.608	0.016	
2	-	3	6.5	0.800	6.8	9.50	8.50	3.169	46.29217	0.306	0.611	1.177	0.118	1.507	1.592	0.611	9.166	5.992	3.765	0.014	
3	-	4	7.5	0.800	6.8	9.50	8.50	3.182	42.19755	0.290	0.579	1.193	0.119	1.583	2.225	0.579	9.648	6.625	2.977	0.012	
4	-	5	8.5	0.800	6.8	9.50	8.50	3.141	38.65981	0.274	0.548	1.193	0.119	1.583	2.856	0.548	10.105	7.256	2.541	0.011	
5	-	6	9.5	0.800	6.8	9.50	8.50	3.065	35.59469	0.259	0.518	1.193	0.119	1.583	3.486	0.518	10.546	7.886	2.262	0.010	
6	-	7	10.5	0.800	6.8	9.50	8.50	2.970	32.92786	0.245	0.489	1.171	0.117	1.382	4.139	0.489	10.999	8.539	2.063	0.010	
7	-	8	11.5	0.800	6.8	9.50	8.50	2.863	30.59601	0.231	0.462	1.171	0.117	1.382	4.815	0.462	11.467	9.215	1.914	0.009	
8	-	9	12.5	0.800	6.8	9.50	8.50	2.753	28.54619	0.219	0.438	1.171	0.117	1.382	5.490	0.438	11.932	9.890	1.801	0.008	
9	-	10	13.5	0.800	6.8	9.50	8.50	2.643	26.73456	0.207	0.415	1.171	0.117	1.300	6.167	0.415	12.398	10.567	1.713	0.008	
																					0.115

PENIMBUNAN 12			H timbunan =		0.4	m	ytim (t/m3) =	1.8													
Depth (m)			z	B2	B1	(B1+B2)/B2	B1/B2	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'12$	$\sum_0^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc	
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)		m	
0	-	1	4.9	0.800	6	8.50	7.50	3.461	50.76263	0.321	0.641	1.177	0.118	1.507	0.318	0.641	8.757	4.718	14.823	0.016	
1	-	2	5.9	0.800	6	8.50	7.50	3.572	45.48147	0.303	0.607	1.177	0.118	1.507	0.955	0.607	9.262	5.355	5.608	0.014	
2	-	3	6.9	0.800	6	8.50	7.50	3.573	41.00909	0.286	0.571	1.177	0.118	1.507	1.592	0.571	9.737	5.992	3.765	0.012	
3	-	4	7.9	0.800	6	8.50	7.50	3.504	37.21644	0.268	0.536	1.193	0.119	1.583	2.225	0.536	10.184	6.625	2.977	0.011	
4	-	5	8.9	0.800	6	8.50	7.50	3.395	33.98617	0.251	0.503	1.193	0.119	1.583	2.856	0.503	10.608	7.256	2.541	0.010	
5	-	6	9.9	0.800	6	8.50	7.50	3.266	31.2184	0.236	0.472	1.193	0.119	1.583	3.486	0.472	11.018	7.886	2.262	0.009	
6	-	7	10.9	0.800	6	8.50	7.50	3.127	28.83097	0.222	0.443	1.171	0.117	1.382	4.139	0.443	11.442	8.539	2.063	0.008	
7	-	8	11.9	0.800	6	8.50	7.50	2.988	26.75732	0.209	0.417	1.171	0.117	1.382	4.815	0.417	11.884	9.215	1.914	0.008	
8	-	9	12.9	0.800	6	8.50	7.50	2.851	24.94391	0.197	0.393	1.171	0.117	1.382	5.490	0.393	12.325	9.890	1.801	0.007	
9	-	10	13.9	0.800	6	8.50	7.50	2.721	23.34767	0.186	0.372	1.171	0.117	1.300	6.167	0.372	12.770	10.567	1.713	0.007	
																					0.101

Tabel 7. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 2 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 13			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} (t/m^3) =$	1.8												
Depth (m)			z	B2	B1	$(B1+B2)/B2$	B1/B2	α_1	α_2	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'_{13}$	$\sum_{o'}^i \Delta\sigma'_i$	σ'_c	OCR	Sc
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)		m
0	-	1	5.3	0.800	5.2	7.50	6.50	4.090	44.45434	0.301	0.601	1.177	0.118	1.507	0.318	0.601	9.358	4.718	14.823	0.014
1	-	2	6.3	0.800	5.2	7.50	6.50	4.067	39.53616	0.280	0.560	1.177	0.118	1.507	0.955	0.560	9.823	5.355	5.608	0.012
2	-	3	7.3	0.800	5.2	7.50	6.50	3.954	35.46336	0.260	0.521	1.177	0.118	1.507	1.592	0.521	10.258	5.992	3.765	0.011
3	-	4	8.3	0.800	5.2	7.50	6.50	3.795	32.06739	0.242	0.484	1.193	0.119	1.583	2.225	0.484	10.668	6.625	2.977	0.009
4	-	5	9.3	0.800	5.2	7.50	6.50	3.617	29.21129	0.225	0.451	1.193	0.119	1.583	2.856	0.451	11.059	7.256	2.541	0.008
5	-	6	10.3	0.800	5.2	7.50	6.50	3.435	26.78713	0.210	0.420	1.193	0.119	1.583	3.486	0.420	11.438	7.886	2.262	0.008
6	-	7	11.3	0.800	5.2	7.50	6.50	3.256	24.7108	0.197	0.393	1.171	0.117	1.382	4.139	0.393	11.835	8.539	2.063	0.007
7	-	8	12.3	0.800	5.2	7.50	6.50	3.086	22.9169	0.184	0.369	1.171	0.117	1.382	4.815	0.369	12.253	9.215	1.914	0.007
8	-	9	13.3	0.800	5.2	7.50	6.50	2.927	21.35438	0.173	0.346	1.171	0.117	1.382	5.490	0.346	12.672	9.890	1.801	0.006
																				0.087

PENIMBUNAN 14			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} (t/m^3) =$	1.8												
Depth (m)			z	B2	B1	$(B1+B2)/B2$	B1/B2	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\Delta\sigma$	$2\Delta\sigma$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'14$	$\sum_0^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc
			(m)	(m)	(m)					t/m2	t/m2				(t/m2)	(t/m2)	m			
0	-	1	5.7	0.800	4.4	6.50	5.50	4.708	37.66562	0.273	0.546	1.177	0.118	1.507	0.318	0.546	9.904	4.718	14.823	0.012
1	-	2	6.7	0.800	4.4	6.50	5.50	4.522	33.29356	0.251	0.502	1.177	0.118	1.507	0.955	0.502	10.324	5.355	5.608	0.010
2	-	3	7.7	0.800	4.4	6.50	5.50	4.287	29.74488	0.230	0.461	1.177	0.118	1.507	1.592	0.461	10.719	5.992	3.765	0.009
3	-	4	8.7	0.800	4.4	6.50	5.50	4.039	26.82787	0.212	0.425	1.193	0.119	1.583	2.225	0.425	11.093	6.625	2.977	0.008
4	-	5	9.7	0.800	4.4	6.50	5.50	3.796	24.39944	0.196	0.393	1.193	0.119	1.583	2.856	0.393	11.451	7.256	2.541	0.007
5	-	6	10.7	0.800	4.4	6.50	5.50	3.566	22.3532	0.182	0.364	1.193	0.119	1.583	3.486	0.364	11.803	7.886	2.262	0.006
6	-	7	11.7	0.800	4.4	6.50	5.50	3.353	20.60969	0.170	0.339	1.171	0.117	1.382	4.139	0.339	12.174	8.539	2.063	0.006
7	-	8	12.7	0.800	4.4	6.50	5.50	3.158	19.10899	0.159	0.317	1.171	0.117	1.382	4.815	0.317	12.570	9.215	1.914	0.005
8	-	9	13.7	0.800	4.4	6.50	5.50	2.980	17.80535	0.149	0.297	1.171	0.117	1.382	5.490	0.297	12.969	9.890	1.801	0.005
9	-	10	14.7	0.800	4.4	6.50	5.50	2.817	16.66348	0.140	0.280	1.171	0.117	1.300	6.167	0.280	13.376	10.567	1.713	0.005
																				0.073

	0.049
--	-------

Tabel 8. Hasil Perhitungan Perubahan Tegangan untuk U100% Akibat Penimbunan Bertahap 8 Minggu (8 Tahap) pada Zona 2

Tegangan efektif untuk U 100%												
Depth (m)			z	Po'	σ_1'	σ_2'	σ_3'	σ_4'	σ_5'	σ_6'	σ_7'	σ_8'
				t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2
			(m)	0	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2
0	-	1	0.5	0.318	1.038	1.758	2.478	3.197	3.916	4.632	5.346	6.056
1	-	2	1.5	0.955	1.675	2.394	3.113	3.830	4.545	5.257	5.963	6.661
2	-	3	2.5	1.592	2.310	3.028	3.744	4.457	5.166	5.870	6.565	7.247
3	-	4	3.5	2.225	2.942	3.656	4.367	5.074	5.775	6.467	7.147	7.811
4	-	5	4.5	2.856	3.568	4.278	4.983	5.681	6.370	7.048	7.711	8.354
5	-	6	5.5	3.486	4.193	4.896	5.592	6.279	6.955	7.617	8.259	8.879
6	-	7	6.5	4.139	4.839	5.533	6.218	6.893	7.553	8.196	8.818	9.414
7	-	8	7.5	4.815	5.506	6.190	6.862	7.522	8.165	8.788	9.389	9.961
8	-	9	8.5	5.490	6.172	6.843	7.502	8.145	8.770	9.373	9.951	10.500
9	-	10	9.5	6.167	6.837	7.495	8.139	8.765	9.371	9.954	10.510	11.036

Tabel 9. Hasil Perhitungan Perubahan Tegangan untuk U<100% Akibat Penimbunan Bertahap 8 Minggu (8 Tahap) pada Zona 2

Derajat Konsolidasi U<100%													
Perubahan Tegangan			Po'	ΔP1'	ΔP2'	ΔP3'	ΔP4'	ΔP5'	ΔP6'	ΔP7'	ΔP8'	Σσp'	Σσp'
			KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2		
Tinggi Timbunan			0	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2		
Umur Timbunan			-	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg		
Kedalaman/ U(%)			1	0.570	0.524	0.473	0.417	0.354	0.284	0.205	0.115	t/m2	kg/cm2
0	-	1	0.318	0.306	0.330	0.310	0.278	0.238	0.191	0.138	0.077	2.186	0.219
1	-	2	0.955	0.360	0.345	0.317	0.281	0.239	0.191	0.137	0.076	2.902	0.290
2	-	3	1.592	0.377	0.352	0.320	0.282	0.239	0.190	0.136	0.075	3.563	0.356
3	-	4	2.225	0.384	0.355	0.321	0.282	0.238	0.188	0.134	0.073	4.200	0.420
4	-	5	2.856	0.387	0.356	0.320	0.280	0.235	0.185	0.131	0.071	4.820	0.482
5	-	6	3.486	0.387	0.355	0.318	0.277	0.231	0.182	0.127	0.069	5.432	0.543
6	-	7	4.139	0.386	0.352	0.314	0.273	0.227	0.177	0.124	0.067	6.058	0.606
7	-	8	4.815	0.383	0.348	0.310	0.268	0.222	0.172	0.120	0.064	6.700	0.670
8	-	9	5.490	0.379	0.343	0.304	0.262	0.216	0.167	0.116	0.062	7.338	0.734
9	-	10	6.167	0.373	0.337	0.298	0.255	0.210	0.162	0.111	0.059	7.973	0.797

Tabel 10. Hasil Perhitungan Peningkatan Cu (8 Minggu) Zona 2

$\Sigma \sigma_p'$	Kedalaman			PI	Cu lama	Cu baru
						(Ardana & Mochtar)
kg/cm ²	(m)			%	kg/cm ²	kg/cm ²
0.219	0	-	1	37.282	0.108	0.102
0.290	1	-	2	37.282	0.108	0.111
0.356	2	-	3	37.282	0.108	0.120
0.420	3	-	4	34.553	0.104	0.130
0.482	4	-	5	34.553	0.104	0.138
0.543	5	-	6	34.553	0.104	0.147
0.606	6	-	7	34.938	0.371	0.155
0.670	7	-	8	34.938	0.371	0.163
0.734	8	-	9	34.938	0.371	0.172
0.797	9	-	10	38.059	0.292	0.176

LAMPIRAN 6
PERHITUNGAN PERENCANAAN PERKUATAN *GEOTEXTILE* UNTUK TIMBUNAN MELINTANG (ALTERNATIF 1

Tabel 1. Hasil Xstabl dengan Peningkatan Cu 8 minggu (Zona 1)

No	SF xstabl	Hasil xstabl					Perhitungan		
		MR	MD	titik pusat		R	SF	MR	Δ MR
		(kN.m)	(kN.m)	X	Y	m	rencana	rencana	(kN.m)
1	1.03	12590	12223.3	18.94	43.25	19.23	1.4	17112.62	4522.621
2	0.953	9393	9856.243	21.64	41.22	16.17	1.4	13798.74	4405.741
3	0.91	6917	7601.099	24.19	39.04	13.29	1.4	10641.54	3724.538
4	0.915	6404	6998.907	24.82	38.57	12.62	1.4	9798.47	3394.47

Tabel 2. Hasil Perhitungan Kebutuhan *Geotextile* SF = 1.03 (Zona 1)

H	Ti	Jumlah	ΔMR	ΔMR kum	Mtahan	SF
(m)	(m)	rangkap	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
0	13.25	2	319.5362	319.5362	12909.54	1.056
0.2	13.05	2	314.713	634.2493	13224.25	1.082
0.4	12.85	2	309.8899	944.1391	13534.14	1.107
0.6	12.65	2	305.0667	1249.206	13839.21	1.132
0.8	12.45	1	150.1217	1399.328	13989.33	1.144
1	12.25	1	147.7101	1547.038	14137.04	1.157
1.2	12.05	1	145.2986	1692.336	14282.34	1.168
1.4	11.85	1	142.887	1835.223	14425.22	1.180
1.6	11.65	1	140.4754	1975.699	14565.70	1.192
1.8	11.45	1	138.0638	2113.762	14703.76	1.203
2	11.25	1	135.6522	2249.414	14839.41	1.214
2.2	11.05	1	133.2406	2382.655	14972.66	1.225
2.4	10.85	1	130.829	2513.484	15103.48	1.236
2.6	10.65	1	128.4174	2641.901	15231.90	1.246
2.8	10.45	1	126.0058	2767.907	15357.91	1.256
3	10.25	1	123.5942	2891.501	15481.5	1.267
3.2	10.05	1	121.1826	3012.684	15602.68	1.276
3.4	9.85	1	118.771	3131.455	15721.46	1.286
3.6	9.65	1	116.3594	3247.814	15837.81	1.296
3.8	9.45	1	113.9478	3361.762	15951.76	1.305
4	9.25	1	111.5362	3473.299	16063.30	1.314
4.2	9.05	1	109.1246	3582.423	16172.42	1.323
4.4	8.85	1	106.713	3689.136	16279.14	1.332
4.6	8.65	1	104.3014	3793.438	16383.44	1.340
4.8	8.45	1	101.8899	3895.328	16485.33	1.349
5	8.25	1	99.47826	3994.806	16584.81	1.357
5.2	8.05	1	97.06667	4091.872	16681.87	1.365
5.4	7.85	1	94.65507	4186.528	16776.53	1.373
5.6	7.65	1	92.24348	4278.771	16868.77	1.380
5.8	7.45	1	89.83188	4368.603	16958.60	1.387
6	7.25	1	87.42029	4456.023	17046.02	1.395
6.2	7.05	1	85.0087	4541.032	17131.03	1.402
6.4	6.85	1	82.5971	4623.629	17213.63	1.408

Tabel 3. Hasil Perhitungan Kebutuhan *Geotextile* SF=0.953 (Zona 1)

H	Ti	Jumlah	ΔMR	ΔMR kum	M tahan	SF
(m)	(m)	rangkap	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
0	13.25	2	319.5362	319.5362	9712.54	0.985
0.2	13.05	2	314.713	634.2493	10027.25	1.017
0.4	12.85	2	309.8899	944.1391	10337.14	1.049
0.6	12.65	1	152.5333	1096.672	10489.67	1.064
0.8	12.45	1	150.1217	1246.794	10639.79	1.079
1	12.25	1	147.7101	1394.504	10787.50	1.094
1.2	12.05	1	145.2986	1539.803	10932.80	1.109
1.4	11.85	1	142.887	1682.69	11075.69	1.124
1.6	11.65	1	140.4754	1823.165	11216.17	1.138
1.8	11.45	1	138.0638	1961.229	11354.23	1.152
2	11.25	1	135.6522	2096.881	11489.88	1.166
2.2	11.05	1	133.2406	2230.122	11623.12	1.179
2.4	10.85	1	130.829	2360.951	11753.95	1.193
2.6	10.65	1	128.4174	2489.368	11882.37	1.206
2.8	10.45	1	126.0058	2615.374	12008.37	1.218
3	10.25	1	123.5942	2738.968	12131.97	1.231
3.2	10.05	1	121.1826	2860.151	12253.15	1.243
3.4	9.85	1	118.771	2978.922	12371.92	1.255
3.6	9.65	1	116.3594	3095.281	12488.28	1.267
3.8	9.45	1	113.9478	3209.229	12602.23	1.279
4	9.25	1	111.5362	3320.765	12713.77	1.290
4.2	9.05	1	109.1246	3429.89	12822.89	1.301
4.4	8.85	1	106.713	3536.603	12929.60	1.312
4.6	8.65	1	104.3014	3640.904	13033.90	1.322
4.8	8.45	1	101.8899	3742.794	13135.79	1.333
5	8.25	1	99.47826	3842.272	13235.27	1.343
5.2	8.05	1	97.06667	3939.339	13332.34	1.353
5.4	7.85	1	94.65507	4033.994	13426.99	1.362
5.6	7.65	1	92.24348	4126.238	13519.24	1.372
5.8	7.45	1	89.83188	4216.07	13609.07	1.381
6	7.25	1	87.42029	4303.49	13696.49	1.390
6.2	7.05	1	85.0087	4388.499	13781.50	1.398
6.4	6.85	1	82.5971	4471.096	13864.10	1.407

Tabel 4. Hasil Perhitungan Kebutuhan *Geotextile* SF=0.91 (Zona 1)

H	Ti	Jumlah	ΔMR	ΔMR kum	M tahan	SF
(m)	(m)	rangkap	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
0	9.04	2	218.0081	218.0081	7135.01	0.939
0.2	8.84	2	213.1849	431.193	7348.19	0.967
0.4	8.64	2	208.3617	639.5548	7556.55	0.994
0.6	8.44	2	203.5386	843.0933	7760.09	1.021
0.8	8.24	2	198.7154	1041.809	7958.81	1.047
1	8.04	2	193.8922	1235.701	8152.70	1.073
1.2	7.84	2	189.069	1424.77	8341.77	1.097
1.4	7.64	2	184.2458	1609.016	8526.02	1.122
1.6	7.44	2	179.4226	1788.438	8705.44	1.145
1.8	7.24	2	174.5994	1963.038	8880.04	1.168
2	7.04	2	169.7762	2132.814	9049.81	1.191
2.2	6.84	2	164.953	2297.767	9214.77	1.212
2.4	6.64	2	160.1299	2457.897	9374.90	1.233
2.6	6.44	2	155.3067	2613.203	9530.20	1.254
2.8	6.24	2	150.4835	2763.687	9680.69	1.274
3	6.04	2	145.6603	2909.347	9826.347	1.293
3.2	5.84	1	70.41855	2979.766	9896.77	1.302
3.4	5.64	1	68.00696	3047.773	9964.77	1.311
3.6	5.44	1	65.59536	3113.368	10030.37	1.320
3.8	5.24	1	63.18377	3176.552	10093.55	1.328
4	5.04	1	60.77217	3237.324	10154.32	1.336
4.2	4.84	1	58.36058	3295.685	10212.68	1.344
4.4	4.64	1	55.94899	3351.634	10268.63	1.351
4.6	4.44	1	53.53739	3405.171	10322.17	1.358
4.8	4.24	1	51.1258	3456.297	10373.30	1.365
5	4.04	1	48.7142	3505.011	10422.01	1.371
5.2	3.84	1	46.30261	3551.314	10468.31	1.377
5.4	3.64	1	43.89101	3595.205	10512.20	1.383
5.6	3.44	1	41.47942	3636.684	10553.68	1.388
5.8	3.24	1	39.06783	3675.752	10592.75	1.394
6	3.04	1	36.65623	3712.408	10629.41	1.398
6.2	2.84	1	34.24464	3746.653	10663.65	1.403
6.4	2.64	1	31.83304	3778.486	10695.49	1.407

Tabel 5. Hasil Perhitungan Kebutuhan *Geotextile* SF=0.915 (Zona 1)

H	Ti	Jumlah	Δ MR	Δ MR kum	Mtahan	SF
(m)	(m)	rangkap	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
0	8.57	2	206.6736	206.6736	6610.67	0.945
0.2	8.37	2	201.8504	408.5241	6812.52	0.973
0.4	8.17	2	197.0272	605.5513	7009.55	1.002
0.6	7.97	2	192.2041	797.7554	7201.76	1.029
0.8	7.77	2	187.3809	985.1362	7389.14	1.056
1	7.57	2	182.5577	1167.694	7571.69	1.082
1.2	7.37	2	177.7345	1345.428	7749.43	1.107
1.4	7.17	2	172.9113	1518.34	7922.34	1.132
1.6	6.97	2	168.0881	1686.428	8090.43	1.156
1.8	6.77	2	163.2649	1849.693	8253.69	1.179
2	6.57	2	158.4417	2008.134	8412.13	1.202
2.2	6.37	2	153.6186	2161.753	8565.75	1.224
2.4	6.17	2	148.7954	2310.548	8714.55	1.245
2.6	5.97	2	143.9722	2454.521	8858.52	1.266
2.8	5.77	2	139.149	2593.67	8997.67	1.286
3	5.57	1	67.1629	2660.832	9064.832	1.295
3.2	5.37	1	64.7513	2725.584	9129.58	1.304
3.4	5.17	1	62.33971	2787.923	9191.92	1.313
3.6	4.97	1	59.92812	2847.852	9251.85	1.322
3.8	4.77	1	57.51652	2905.368	9309.37	1.330
4	4.57	1	55.10493	2960.473	9364.47	1.338
4.2	4.37	1	52.69333	3013.166	9417.17	1.346
4.4	4.17	1	50.28174	3063.448	9467.45	1.353
4.6	3.97	1	47.87014	3111.318	9515.32	1.360
4.8	3.77	1	45.45855	3156.777	9560.78	1.366
5	3.57	1	43.04696	3199.824	9603.82	1.372
5.2	3.37	1	40.63536	3240.459	9644.46	1.378
5.4	3.17	1	38.22377	3278.683	9682.68	1.383
5.6	2.97	1	35.81217	3314.495	9718.50	1.389
5.8	2.77	1	33.40058	3347.896	9751.90	1.393
6	2.57	1	30.98899	3378.885	9782.88	1.398
6.2	2.37	1	28.57739	3407.462	9811.46	1.402
6.4	2.17	1	26.1658	3433.628	9837.63	1.406

Tabel 6. Rekap Kebutuhan *Geotextile* Masing-masing SF (Zona 1)

Hasil xstabil					Perhitungan			
No	Keterangan	SF xstabil	MR	MD	SF rencana	MR rencana	Δ MR	Jumlah <i>Geotextile</i>
			(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	Lapis
1	Cu 8 minggu	1.03	12590	12223.301	1.4	17112.621	4522.621	37
2		0.953	9393	9856.243	1.4	13798.741	4405.741	36
3		0.91	6917	7601.099	1.4	10641.538	3724.538	49
4		0.915	6404	6998.907	1.4	9798.470	3394.470	48

Tabel 7. Hasil Perhitungan Panjang *Geotextile* SF = 0.91 (Zona 1)

No	Hi = (H-Z)	Ti	Le	Lo	Lo (pakai)	Lr	L total	L total x rangkap
	m	m	m	m	m	m	m	m
1	7.20	9.04	0.228	0.114	1	13.93	16.00	32
2	7.00	8.84	0.145	0.073	1	13.71	16.00	32
3	6.80	8.64	0.149	0.075	1	13.49	15.00	30
4	6.60	8.44	0.154	0.077	1	13.26	15.00	30
5	6.40	8.24	0.159	0.079	1	13.02	15.00	30
6	6.20	8.04	0.164	0.082	1	12.77	15.00	30
7	6.00	7.84	0.169	0.085	1	12.52	14.00	28
8	5.80	7.64	0.175	0.088	1	12.26	14.00	28
9	5.60	7.44	0.181	0.091	1	12	14.00	28
10	5.40	7.24	0.188	0.094	1	11.73	14.00	28
11	5.20	7.04	0.195	0.098	1	11.46	13.00	26
12	5.00	6.84	0.203	0.102	1	11.18	13.00	26
13	4.80	6.64	0.212	0.106	1	10.9	13.00	26
14	4.60	6.44	0.221	0.110	1	10.62	13.00	26
15	4.40	6.24	0.231	0.115	1	10.32	12.00	24
16	4.20	6.04	0.242	0.121	1	10.03	12.00	24
17	4.00	5.84	0.254	0.127	1	9.73	12.00	12
18	3.80	5.64	0.267	0.134	1	9.42	11.00	11
19	3.60	5.44	0.282	0.141	1	9.12	11.00	11
20	3.40	5.24	0.299	0.149	1	8.8	11.00	10.8
21	3.20	5.04	0.317	0.159	1	8.49	11.00	10.4
22	3.00	4.84	0.338	0.169	1	8.17	10.00	10
23	2.80	4.64	0.363	0.181	1	7.84	10.00	9.6
24	2.60	4.44	0.390	0.195	1	7.52	10.00	9.2
25	2.40	4.24	0.423	0.212	1	7.19	9.00	8.8
26	2.20	4.04	0.461	0.231	1	6.85	9.00	8.2
27	2.00	3.84	0.508	0.254	1	6.51	9.00	8
28	1.80	3.64	0.564	0.282	1	6.17	8.00	7.6
29	1.60	3.44	0.635	0.317	1	5.83	8.00	7.2
30	1.40	3.24	0.725	0.363	1	5.48	8.00	6.8
31	1.20	3.04	0.846	0.423	1	5.13	8.00	6.4
32	1.00	2.84	1.015	0.508	1	4.77	7.00	6
33	0.80	2.64	1.269	0.635	1	4.42	7.00	5.6

H	Ti	Jumlah	Δ MR	Δ MR kum	M tahan	SF
(m)	(m)	rangkap	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
0	9.04	2	218.0081	218.0081	7135.01	0.939
0.2	8.84	2	213.1849	431.193	7348.19	0.967
0.4	8.64	2	208.3617	639.5548	7556.55	0.994
0.6	8.44	2	203.5386	843.0933	7760.09	1.021
0.8	8.24	2	198.7154	1041.809	7958.81	1.047
1	8.04	2	193.8922	1235.701	8152.70	1.073
1.2	7.84	2	189.069	1424.77	8341.77	1.097
1.4	7.64	2	184.2458	1609.016	8526.02	1.122
1.6	7.44	2	179.4226	1788.438	8705.44	1.145
1.8	7.24	2	174.5994	1963.038	8880.04	1.168
2	7.04	2	169.7762	2132.814	9049.81	1.191
2.2	6.84	2	164.953	2297.767	9214.77	1.212
2.4	6.64	2	160.1299	2457.897	9374.90	1.233
2.6	6.44	2	155.3067	2613.203	9530.20	1.254
2.8	6.24	2	150.4835	2763.687	9680.69	1.274
3	6.04	2	145.6603	2909.347	9826.347	1.293
3.2	5.84	1	70.41855	2979.766	9896.77	1.302
3.4	5.64	1	68.00696	3047.773	9964.77	1.311
3.6	5.44	1	65.59536	3113.368	10030.37	1.320
3.8	5.24	1	63.18377	3176.552	10093.55	1.328
4	5.04	1	60.77217	3237.324	10154.32	1.336
4.2	4.84	1	58.36058	3295.685	10212.68	1.344
4.4	4.64	1	55.94899	3351.634	10268.63	1.351
4.6	4.44	1	53.53739	3405.171	10322.17	1.358
4.8	4.24	1	51.1258	3456.297	10373.30	1.365
5	4.04	1	48.7142	3505.011	10422.01	1.371
5.2	3.84	1	46.30261	3551.314	10468.31	1.377
5.4	3.64	1	43.89101	3595.205	10512.20	1.383
5.6	3.44	1	41.47942	3636.684	10553.68	1.388
5.8	3.24	1	39.06783	3675.752	10592.75	1.394
6	3.04	1	36.65623	3712.408	10629.41	1.398
6.2	2.84	1	34.24464	3746.653	10663.65	1.403
6.4	2.64	1	31.83304	3778.486	10695.49	1.407

Tabel 8. Hasil Xstabl dengan Peningkatan Cu 8 minggu (Zona 2)

Hasil xstabl							Perhitungan		
No	SF xstabl	MR	MD	titik pusat		R	SF	MR	Δ MR
		(kN.m)	(kN.m)	X	Y	m	rencana	rencana	(kN.m)
1	1.135	10600	9339.207	18.25	42.56	18.25	1.4	13074.89	2474.89
2	1.027	7569	7370.01	20.94	40.24	14.99	1.4	10318.01	2749.014
3	0.971	5455	5617.92	23.43	38.3	12.23	1.4	7865.088	2410.088
4	0.97	5020	5175.258	24.08	37.83	11.58	1.4	7245.361	2225.361

Tabel 9. Hasil Perhitungan Kebutuhan *Geotextile* SF=1,135 (Zona 2)

H	Ti	Jumlah	ΔMR	ΔMR kum	M tahan	SF
(m)	(m)	rangkap	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
0	12.56	1	151.4481	151.4481	10751.45	1.151
0.2	12.36	1	149.0365	300.4846	10900.48	1.167
0.4	12.16	1	146.6249	447.1096	11047.11	1.183
0.6	11.96	1	144.2133	591.3229	11191.32	1.198
0.8	11.76	1	141.8017	733.1246	11333.12	1.213
1	11.56	1	139.3901	872.5148	11472.51	1.228
1.2	11.36	1	136.9786	1009.493	11609.49	1.243
1.4	11.16	1	134.567	1144.06	11744.06	1.258
1.6	10.96	1	132.1554	1276.216	11876.22	1.272
1.8	10.76	1	129.7438	1405.959	12005.96	1.286
2	10.56	1	127.3322	1533.292	12133.29	1.299
2.2	10.36	1	124.9206	1658.212	12258.21	1.313
2.4	10.16	1	122.509	1780.721	12380.72	1.326
2.6	9.96	1	120.0974	1900.819	12500.82	1.339
2.8	9.76	1	117.6858	2018.504	12618.50	1.351
3	9.56	1	115.2742	2133.779	12733.78	1.363
3.2	9.36	1	112.8626	2246.641	12846.64	1.376
3.4	9.16	1	110.451	2357.092	12957.09	1.387
3.6	8.96	1	108.0394	2465.132	13065.13	1.399
3.8	8.76	1	105.6278	2570.759	13170.76	1.410

Tabel 10. Hasil Perhitungan Kebutuhan *Geotextile* SF=1,027 (Zona 2)

H	Ti	Jumlah	ΔMR	ΔMR kum	M tahan	SF
(m)	(m)	rangkap	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
0	10.24	2	246.9472	246.9472	7815.95	1.061
0.2	10.04	2	242.1241	489.0713	8058.07	1.093
0.4	9.84	1	118.6504	607.7217	8176.72	1.109
0.6	9.64	1	116.2388	723.9606	8292.96	1.125
0.8	9.44	1	113.8272	837.7878	8406.79	1.141
1	9.24	1	111.4157	949.2035	8518.20	1.156
1.2	9.04	1	109.0041	1058.208	8627.21	1.171
1.4	8.84	1	106.5925	1164.8	8733.80	1.185
1.6	8.64	1	104.1809	1268.981	8837.98	1.199
1.8	8.44	1	101.7693	1370.75	8939.75	1.213
2	8.24	1	99.35768	1470.108	9039.11	1.226
2.2	8.04	1	96.94609	1567.054	9136.05	1.240
2.4	7.84	1	94.53449	1661.588	9230.59	1.252
2.6	7.64	1	92.1229	1753.711	9322.71	1.265
2.8	7.44	1	89.7113	1843.423	9412.42	1.277
3	7.24	1	87.29971	1930.722	9499.722	1.289
3.2	7.04	1	84.88812	2015.61	9584.61	1.300
3.4	6.84	1	82.47652	2098.087	9667.09	1.312
3.6	6.64	1	80.06493	2178.152	9747.15	1.323
3.8	6.44	1	77.65333	2255.805	9824.81	1.333
4	6.24	1	75.24174	2331.047	9900.05	1.343
4.2	6.04	1	72.83014	2403.877	9972.88	1.353
4.4	5.84	1	70.41855	2474.296	10043.30	1.363
4.6	5.64	1	68.00696	2542.303	10111.30	1.372
4.8	5.44	1	65.59536	2607.898	10176.90	1.381
5	5.24	1	63.18377	2671.082	10240.08	1.389
5.2	5.04	1	60.77217	2731.854	10300.85	1.398
5.4	4.84	1	58.36058	2790.214	10359.21	1.406

Tabel 11. Hasil Perhitungan Kebutuhan *Geotextile* SF=0.971 (Zona 2)

H	Ti	Jumlah	ΔMR	ΔMR kum	M tahan	SF
(m)	(m)	rangkap	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
0	8.3	2	200.1623	200.1623	5655.16	1.007
0.2	8.1	2	195.3391	395.5014	5850.50	1.041
0.4	7.9	2	190.5159	586.0174	6041.02	1.075
0.6	7.7	2	185.6928	771.7101	6226.71	1.108
0.8	7.5	2	180.8696	952.5797	6407.58	1.141
1	7.3	2	176.0464	1128.626	6583.63	1.172
1.2	7.1	1	85.61159	1214.238	6669.24	1.187
1.4	6.9	1	83.2	1297.438	6752.44	1.202
1.6	6.7	1	80.78841	1378.226	6833.23	1.216
1.8	6.5	1	78.37681	1456.603	6911.60	1.230
2	6.3	1	75.96522	1532.568	6987.57	1.244
2.2	6.1	1	73.55362	1606.122	7061.12	1.257
2.4	5.9	1	71.14203	1677.264	7132.26	1.270
2.6	5.7	1	68.73043	1745.994	7200.99	1.282
2.8	5.5	1	66.31884	1812.313	7267.31	1.294
3	5.3	1	63.90725	1876.22	7331.22	1.305
3.2	5.1	1	61.49565	1937.716	7392.72	1.316
3.4	4.9	1	59.08406	1996.8	7451.80	1.326
3.6	4.7	1	56.67246	2053.472	7508.47	1.337
3.8	4.5	1	54.26087	2107.733	7562.73	1.346
4	4.3	1	51.84928	2159.583	7614.58	1.355
4.2	4.1	1	49.43768	2209.02	7664.02	1.364
4.4	3.9	1	47.02609	2256.046	7711.05	1.373
4.6	3.7	1	44.61449	2300.661	7755.66	1.381
4.8	3.5	1	42.2029	2342.864	7797.86	1.388
5	3.3	1	39.7913	2382.655	7837.66	1.395
5.2	3.1	1	37.37971	2420.035	7875.03	1.402
5.4	2.9	1	34.96812	2455.003	7910.00	1.408

Tabel 12. Hasil Perhitungan Kebutuhan *Geotextile* SF=0.97 (Zona 2)

H	Ti	Jumlah	ΔMR	ΔMR kum	Mtahan	SF
(m)	(m)	rangkap	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
0	7.83	2	188.8278	188.8278	5208.83	1.006
0.2	7.63	2	184.0046	372.8325	5392.83	1.042
0.4	7.43	2	179.1814	552.0139	5572.01	1.077
0.6	7.23	2	174.3583	726.3722	5746.37	1.110
0.8	7.03	2	169.5351	895.9072	5915.91	1.143
1	6.83	2	164.7119	1060.619	6080.62	1.175
1.2	6.63	1	79.94435	1140.563	6160.56	1.190
1.4	6.43	1	77.53275	1218.096	6238.10	1.205
1.6	6.23	1	75.12116	1293.217	6313.22	1.220
1.8	6.03	1	72.70957	1365.927	6385.93	1.234
2	5.83	1	70.29797	1436.225	6456.22	1.248
2.2	5.63	1	67.88638	1504.111	6524.11	1.261
2.4	5.43	1	65.47478	1569.586	6589.59	1.273
2.6	5.23	1	63.06319	1632.649	6652.65	1.285
2.8	5.03	1	60.65159	1693.301	6713.30	1.297
3	4.83	1	58.24	1751.541	6771.541	1.308
3.2	4.63	1	55.82841	1807.369	6827.37	1.319
3.4	4.43	1	53.41681	1860.786	6880.79	1.330
3.6	4.23	1	51.00522	1911.791	6931.79	1.339
3.8	4.03	1	48.59362	1960.385	6980.38	1.349
4	3.83	1	46.18203	2006.567	7026.57	1.358
4.2	3.63	1	43.77043	2050.337	7070.34	1.366
4.4	3.43	1	41.35884	2091.696	7111.70	1.374
4.6	3.23	1	38.94725	2130.643	7150.64	1.382
4.8	3.03	1	36.53565	2167.179	7187.18	1.389
5	2.83	1	34.12406	2201.303	7221.30	1.395
5.2	2.63	1	31.71246	2233.016	7253.02	1.401
5.4	2.43	1	29.30087	2262.317	7282.32	1.407

Tabel 13. Rekap Kebutuhan *Geotextile* Masing-masing SF (Zona 2)

Hasil xstabil					Perhitungan			
No	Keterangan	SF xstabil	MR	MD	SF rencana	MR rencana	Δ MR	Jumlah Geotextile
			(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	Lapis
1	Cu 8 minggu	1.135	10600	9339.20705	1.4	13074.890	2474.890	20
2		1.027	7569	7370.00974	1.4	10318.014	2749.014	30
3		0.971	5455	5617.91967	1.4	7865.088	2410.088	34
4		0.97	5020	5175.25773	1.4	7245.361	2225.361	34

Tabel 14. Hasil Perhitungan Panjang *Geotextile* SF = 0.971 (Zona 1)

No	Hi = (H-Z)	Ti	σv	τ1	τ2	Le	Lo	Lo (pakai)	Lr	L total	L total x rangkap
	m	m	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	m	m	m	m	m	m
1	6.30	8.3	113.4	65.472	16.743	0.257	0.128	1	12.41	14.00	28
2	6.10	8.10	109.8	63.393	63.393	0.166	0.083	1	12.13	14.00	28
3	5.90	7.9	106.2	61.315	61.315	0.172	0.086	1	11.9	14.00	28
4	5.70	7.7	102.6	59.236	59.236	0.178	0.089	1	11.67	13.00	26
5	5.50	7.5	99	57.158	57.158	0.185	0.092	1	11.43	13.00	26
6	5.30	7.3	95.4	55.079	55.079	0.192	0.096	1	11.18	13.00	26
7	5.10	7.1	91.8	53.001	53.001	0.199	0.100	1	11	13.00	13
8	4.90	6.9	88.2	50.922	50.922	0.207	0.104	1	10.67	12.00	12
9	4.70	6.7	84.6	48.844	48.844	0.216	0.108	1	10.4	12.00	12
10	4.50	6.5	81	46.765	46.765	0.226	0.113	1	10.13	12.00	12
11	4.30	6.3	77.4	44.687	44.687	0.236	0.118	1	9.85	12.00	12
12	4.10	6.1	73.8	42.608	42.608	0.248	0.124	1	9.57	11.00	11
13	3.90	5.9	70.2	40.530	40.530	0.260	0.130	1	9.28	11.00	11
14	3.70	5.7	66.6	38.452	38.452	0.274	0.137	1	8.99	11.00	11
15	3.50	5.5	63	36.373	36.373	0.290	0.145	1	8.69	10.00	10
16	3.30	5.3	59.4	34.295	34.295	0.308	0.154	1	8.39	10.00	10
17	3.10	5.1	55.8	32.216	32.216	0.327	0.164	1	8.08	10.00	10
18	2.90	4.9	52.2	30.138	30.138	0.350	0.175	1	7.77	10.00	9.8
19	2.70	4.7	48.6	28.059	28.059	0.376	0.188	1	7.46	9.00	9
20	2.50	4.5	45	25.981	25.981	0.406	0.203	1	7.14	9.00	9
21	2.30	4.3	41.4	23.902	23.902	0.441	0.221	1	6.82	9.00	8.6
22	2.10	4.1	37.8	21.824	21.824	0.483	0.242	1	6.49	8.00	8
23	1.90	3.9	34.2	19.745	19.745	0.534	0.267	1	6.16	8.00	7.8
24	1.70	3.7	30.6	17.667	17.667	0.597	0.299	1	5.82	8.00	7.4
25	1.50	3.5	27	15.588	15.588	0.677	0.338	1	5.49	8.00	7
26	1.30	3.3	23.4	13.510	13.510	0.781	0.390	1	5.14	7.00	6.6
27	1.10	3.1	19.8	11.432	11.432	0.923	0.461	1	4.8	7.00	6.2
28	0.90	2.9	16.2	9.353	9.353	1.128	0.564	1	4.45	7.00	5.8

H	Ti	Jumlah	ΔMR	ΔMR kum	M tahan	SF
(m)	(m)	rangkap	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
0	8.3	2	200.1623	200.1623	5655.16	1.007
0.2	8.1	2	195.3391	395.5014	5850.50	1.041
0.4	7.9	2	190.5159	586.0174	6041.02	1.075
0.6	7.7	2	185.6928	771.7101	6226.71	1.108
0.8	7.5	2	180.8696	952.5797	6407.58	1.141
1	7.3	2	176.0464	1128.626	6583.63	1.172
1.2	7.1	1	85.61159	1214.238	6669.24	1.187
1.4	6.9	1	83.2	1297.438	6752.44	1.202
1.6	6.7	1	80.78841	1378.226	6833.23	1.216
1.8	6.5	1	78.37681	1456.603	6911.60	1.230
2	6.3	1	75.96522	1532.568	6987.57	1.244
2.2	6.1	1	73.55362	1606.122	7061.12	1.257
2.4	5.9	1	71.14203	1677.264	7132.26	1.270
2.6	5.7	1	68.73043	1745.994	7200.99	1.282
2.8	5.5	1	66.31884	1812.313	7267.31	1.294
3	5.3	1	63.90725	1876.22	7331.22	1.305
3.2	5.1	1	61.49565	1937.716	7392.72	1.316
3.4	4.9	1	59.08406	1996.8	7451.80	1.326
3.6	4.7	1	56.67246	2053.472	7508.47	1.337
3.8	4.5	1	54.26087	2107.733	7562.73	1.346
4	4.3	1	51.84928	2159.583	7614.58	1.355
4.2	4.1	1	49.43768	2209.02	7664.02	1.364
4.4	3.9	1	47.02609	2256.046	7711.05	1.373
4.6	3.7	1	44.61449	2300.661	7755.66	1.381
4.8	3.5	1	42.2029	2342.864	7797.86	1.388
5	3.3	1	39.7913	2382.655	7837.66	1.395
5.2	3.1	1	37.37971	2420.035	7875.03	1.402
5.4	2.9	1	34.96812	2455.003	7910.00	1.408

LAMPIRAN 7

PEMAMPATAN KONSOLIDASI DAN PENINGKATAN DAYA DUKUNG TANAH AKIBAT TIMBUNAN BERTAHAP (ALTERNATIF 2)

Tabel 1. Tahapan Penimbunan (Zona 1)

Tinggi Timbunan	Waktu (minggu)																
	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	4.4	4.8	5.2	5.6	6	6.4	6.8
0.4	1 mg																
0.8	2 mg	1 mg															
1.2	3 mg	2 mg	1 mg														
1.6	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg													
2	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg												
2.4	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg											
2.8	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg										
3.2	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg									
3.6	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg								
4	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg							
4.4	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg						
4.8	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg					
5.2	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg				
5.6	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg			
6	15 mg	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg		
6.4	16 mg	15 mg	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg	
6.8	17 mg	16 mg	15 mg	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg

PENIMBUNAN 2			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} = (t/m^3)$	1.8											
									I	24I	$4I \gamma_H$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'2$	$\sum_{\sigma'}^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR
Depth (m)			z	x	y	$m=x/z$	$n=y/z$	$\Delta\sigma'$			(t/m^2)				(t/m^2)	(t/m^2)	(t/m^2)	m	
			(m)	(m)	(m)														
0	-	1	0.9	∞	3	∞	3.33	0.248	0.992	0.714	1.177	0.118	1.507	0.318	0.714	1.738	4.718	14.82298	0.0346
1	-	2	1.9	∞	3	∞	1.58	0.233	0.932	0.671	1.177	0.118	1.507	0.955	0.671	2.311	5.355	5.607659	0.0180
2	-	3	2.9	∞	3	∞	1.03	0.215	0.86	0.619	1.177	0.118	1.507	1.592	0.619	2.853	5.992	3.764595	0.0119
3	-	4	3.9	∞	3	∞	0.77	0.189	0.756	0.544	1.193	0.119	1.583	2.225	0.544	3.354	6.625	2.977456	0.0082
4	-	5	4.9	∞	3	∞	0.61	0.163	0.652	0.469	1.193	0.119	1.583	2.856	0.469	3.840	7.256	2.540878	0.0059
5	-	6	5.9	∞	3	∞	0.51	0.15	0.6	0.432	1.193	0.119	1.583	3.486	0.432	4.364	7.886	2.26221	0.0045
6	-	7	6.9	∞	3	∞	0.43	0.132	0.528	0.380	1.171	0.117	1.382	4.139	0.380	4.919	8.539	2.063062	0.0037
7	-	8	7.9	∞	3	∞	0.38	0.119	0.476	0.343	1.171	0.117	1.382	4.815	0.343	5.512	9.215	1.913882	0.0029
8	-	9	8.9	∞	3	∞	0.34	0.11	0.44	0.317	1.171	0.117	1.382	5.490	0.317	6.138	9.890	1.801419	0.0024
9	-	10	9.9	∞	3	∞	0.30	0.099	0.396	0.285	1.171	0.117	1.300	6.167	0.285	6.755	10.567	1.713439	0.0020
																			0.094

Tabel 2. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 1 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 3			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} = (t/m3)$	1.8												
									I	24I	$4I \gamma_H$	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'_3$	$\sum_{\sigma'_o}^i \Delta\sigma'_i$	σ'_c	OCR	Sc
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z	$\Delta\sigma'$			$(t/m2)$				$(t/m2)$	$(t/m2)$	$(t/m2)$			m
			(m)	(m)	(m)															
0	-	1	1.3	∞	3	∞	2.31	0.245	0.98	0.706	1.177	0.118	1.507	0.318	0.706	2.444	4.718	14.82298	0.0416	
1	-	2	2.3	∞	3	∞	1.30	0.243	0.972	0.700	1.177	0.118	1.507	0.955	0.700	3.011	5.355	5.607659	0.0234	
2	-	3	3.3	∞	3	∞	0.91	0.2	0.8	0.576	1.177	0.118	1.507	1.592	0.576	3.429	5.992	3.764595	0.0156	
3	-	4	4.3	∞	3	∞	0.70	0.18	0.72	0.518	1.193	0.119	1.583	2.225	0.518	3.872	6.625	2.977456	0.0111	
4	-	5	5.3	∞	3	∞	0.57	0.159	0.636	0.458	1.193	0.119	1.583	2.856	0.458	4.298	7.256	2.540878	0.0082	
5	-	6	6.3	∞	3	∞	0.48	0.14	0.56	0.403	1.193	0.119	1.583	3.486	0.403	4.768	7.886	2.26221	0.0063	
6	-	7	7.3	∞	3	∞	0.41	0.125	0.5	0.360	1.171	0.117	1.382	4.139	0.360	5.279	8.539	2.063062	0.0052	
7	-	8	8.3	∞	3	∞	0.36	0.112	0.448	0.323	1.171	0.117	1.382	4.815	0.323	5.834	9.215	1.913882	0.0041	
8	-	9	9.3	∞	3	∞	0.32	0.105	0.42	0.302	1.171	0.117	1.382	5.490	0.302	6.441	9.890	1.801419	0.0034	
9	-	10	10.3	∞	3	∞	0.29	0.091	0.364	0.262	1.171	0.117	1.300	6.167	0.262	7.017	10.567	1.713439	0.0029	
																			0.122	

PENIMBUNAN 4			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} = (t/m^3)$	1.8											
									I	24I	$4I \gamma H$	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'^4$	$\sum_{o'}^i \Delta\sigma'$	σ'_c	OCR
Depth (m)			z	x	y	$m=x/z$	$n=y/z$	$\Delta\sigma'$			(t/m^2)						(t/m^2)		
			(m)	(m)	(m)														
0	-	1	1.7	∞	3	∞	1.76	0.235	0.94	0.677	1.177	0.118	1.507	0.318	0.677	3.121	4.718	14.82298	0.0465
1	-	2	2.7	∞	3	∞	1.11	0.222	0.888	0.639	1.177	0.118	1.507	0.955	0.639	3.651	5.355	5.607659	0.0273
2	-	3	3.7	∞	3	∞	0.81	0.192	0.768	0.553	1.177	0.118	1.507	1.592	0.553	3.982	5.992	3.764595	0.0187
3	-	4	4.7	∞	3	∞	0.64	0.17	0.68	0.490	1.193	0.119	1.583	2.225	0.490	4.362	6.625	2.977456	0.0135
4	-	5	5.7	∞	3	∞	0.53	0.152	0.608	0.438	1.193	0.119	1.583	2.856	0.438	4.736	7.256	2.540878	0.0101
5	-	6	6.7	∞	3	∞	0.45	0.132	0.528	0.380	1.193	0.119	1.583	3.486	0.380	5.148	7.886	2.26221	0.0078
6	-	7	7.7	∞	3	∞	0.39	0.12	0.48	0.346	1.171	0.117	1.382	4.139	0.346	5.625	8.539	2.063062	0.0065
7	-	8	8.7	∞	3	∞	0.34	0.11	0.44	0.317	1.171	0.117	1.382	4.815	0.317	6.151	9.215	1.913882	0.0052
8	-	9	9.7	∞	3	∞	0.31	0.109	0.436	0.314	1.171	0.117	1.382	5.490	0.314	6.755	9.890	1.801419	0.0044
9	-	10	10.7	∞	3	∞	0.28	0.089	0.356	0.256	1.171	0.117	1.300	6.167	0.256	7.273	10.567	1.713439	0.0036
																			0.144

PENIMBUNAN 6			H timbunan =		0.4	m	y _{tim} = (t/m ³)	1.8											
									l	24l	4l y H	Cc	Cs	eo	σ'o	Δσ'6	$\sum_{i=1}^n \Delta\sigma'$	σ'c	OCR
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z	Δσ'			(t/m ²)				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	m	
			(m)	(m)	(m)														
0	-	1	2.5	∞	3	∞	1.20	0.229	0.916	0.660	1.177	0.118	1.507	0.318	0.660	4.442	4.718	14.82298	0.0537
1	-	2	3.5	∞	3	∞	0.86	0.2	0.8	0.576	1.177	0.118	1.507	0.955	0.576	4.831	5.355	5.607659	0.0331
2	-	3	4.5	∞	3	∞	0.67	0.172	0.688	0.495	1.177	0.118	1.507	1.592	0.495	5.010	5.992	3.764595	0.0234
3	-	4	5.5	∞	3	∞	0.55	0.155	0.62	0.446	1.193	0.119	1.583	2.225	0.446	5.275	6.625	2.977456	0.0173
4	-	5	6.5	∞	3	∞	0.46	0.133	0.532	0.383	1.193	0.119	1.583	2.856	0.383	5.528	7.256	2.540878	0.0133
5	-	6	7.5	∞	3	∞	0.40	0.122	0.488	0.351	1.193	0.119	1.583	3.486	0.351	5.873	7.886	2.26221	0.0105
6	-	7	8.5	∞	3	∞	0.35	0.115	0.46	0.331	1.171	0.117	1.382	4.139	0.331	6.287	8.539	2.063062	0.0089
7	-	8	9.5	∞	3	∞	0.32	0.11	0.44	0.317	1.171	0.117	1.382	4.815	0.317	6.785	9.215	1.913882	0.0073
8	-	9	10.5	∞	3	∞	0.29	0.09	0.36	0.259	1.171	0.117	1.382	5.490	0.259	7.299	9.890	1.801419	0.0061
9	-	10	11.5	∞	3	∞	0.26	0.088	0.352	0.253	1.171	0.117	1.300	6.167	0.253	7.783	10.567	1.713439	0.0051
																			0.179

PENIMBUNAN 6			H timbunan =		0.4	m	y _{tim} = (t/m ³)	1.8											
									I	24I	4I y H	Cc	Cs	eo	σ'o	Δσ'6	$\sum_{i=1}^n \Delta\sigma'$	σ'c	OCR
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z	Δσ'			(t/m ²)				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	m	
			(m)	(m)	(m)														
0	-	1	2.5	∞	3	∞	1.20	0.229	0.916	0.660	1.177	0.118	1.507	0.318	0.660	4.442	4.718	14.82298	0.0537
1	-	2	3.5	∞	3	∞	0.86	0.2	0.8	0.576	1.177	0.118	1.507	0.955	0.576	4.831	5.355	5.607659	0.0331
2	-	3	4.5	∞	3	∞	0.67	0.172	0.688	0.495	1.177	0.118	1.507	1.592	0.495	5.010	5.992	3.764595	0.0234
3	-	4	5.5	∞	3	∞	0.55	0.155	0.62	0.446	1.193	0.119	1.583	2.225	0.446	5.275	6.625	2.977456	0.0173
4	-	5	6.5	∞	3	∞	0.46	0.133	0.532	0.383	1.193	0.119	1.583	2.856	0.383	5.528	7.256	2.540878	0.0133
5	-	6	7.5	∞	3	∞	0.40	0.122	0.488	0.351	1.193	0.119	1.583	3.486	0.351	5.873	7.886	2.26221	0.0105
6	-	7	8.5	∞	3	∞	0.35	0.115	0.46	0.331	1.171	0.117	1.382	4.139	0.331	6.287	8.539	2.063062	0.0089
7	-	8	9.5	∞	3	∞	0.32	0.11	0.44	0.317	1.171	0.117	1.382	4.815	0.317	6.785	9.215	1.913882	0.0073
8	-	9	10.5	∞	3	∞	0.29	0.09	0.36	0.259	1.171	0.117	1.382	5.490	0.259	7.299	9.890	1.801419	0.0061
9	-	10	11.5	∞	3	∞	0.26	0.088	0.352	0.253	1.171	0.117	1.300	6.167	0.253	7.783	10.567	1.713439	0.0051
																			0.179

Tabel 2. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 1 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 7			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} = (t/m^3)$	1.8											
									I	24I	$4I \gamma_H$	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'_7$	$\sum_{\sigma'_o}^i \Delta\sigma'_o$	σ'_c	OCR
Depth (m)			z	x	y	$m=x/z$	$n=y/z$	$\Delta\sigma'$			(t/m^2)				(t/m^2)	(t/m^2)	(t/m^2)		
			(m)	(m)	(m)														
0	-	1	2.9	∞	3	∞	1.03	0.215	0.86	0.619	1.177	0.118	1.507	0.318	0.619	5.062	4.718	14.82298	0.0564
1	-	2	3.9	∞	3	∞	0.77	0.185	0.74	0.533	1.177	0.118	1.507	0.955	0.533	5.364	5.355	5.607659	0.0025
2	-	3	4.9	∞	3	∞	0.61	0.168	0.672	0.484	1.177	0.118	1.507	1.592	0.484	5.494	5.992	3.764595	0.0253
3	-	4	5.9	∞	3	∞	0.51	0.149	0.596	0.429	1.193	0.119	1.583	2.225	0.429	5.704	6.625	2.977456	0.0189
4	-	5	6.9	∞	3	∞	0.43	0.131	0.524	0.377	1.193	0.119	1.583	2.856	0.377	5.905	7.256	2.540878	0.0146
5	-	6	7.9	∞	3	∞	0.38	0.118	0.472	0.340	1.193	0.119	1.583	3.486	0.340	6.213	7.886	2.26221	0.0116
6	-	7	8.9	∞	3	∞	0.34	0.11	0.44	0.317	1.171	0.117	1.382	4.139	0.317	6.604	8.539	2.063062	0.0100
7	-	8	9.9	∞	3	∞	0.30	0.099	0.396	0.285	1.171	0.117	1.382	4.815	0.285	7.070	9.215	1.913882	0.0082
8	-	9	10.9	∞	3	∞	0.28	0.09	0.36	0.259	1.171	0.117	1.382	5.490	0.259	7.558	9.890	1.801419	0.0068
9	-	10	11.9	∞	3	∞	0.25	0.082	0.328	0.236	1.171	0.117	1.300	6.167	0.236	8.019	10.567	1.713439	0.0058
																			0.160

PENIMBUNAN 8			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} = (t/m3)$	1.8											
									I	24I	$4I \gamma_H$	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'_8$	$\sum_{o'}^i \Delta\sigma'_i$	σ'_c	OCR
Depth (m)			z	x	y	$m=x/z$	$n=y/z$	$\Delta\sigma'$			$(t/m2)$				$(t/m2)$	$(t/m2)$	$(t/m2)$	$(t/m2)$	
			(m)	(m)	(m)														
0	-	1	3.3	∞	3	∞	0.91	0.209	0.836	0.602	1.177	0.118	1.507	0.318	0.602	5.664	4.718	14.82298	0.0358
1	-	2	4.3	∞	3	∞	0.70	0.18	0.72	0.518	1.177	0.118	1.507	0.955	0.518	5.883	5.355	5.607659	0.0188
2	-	3	5.3	∞	3	∞	0.57	0.159	0.636	0.458	1.177	0.118	1.507	1.592	0.458	5.952	5.992	3.764595	0.0269
3	-	4	6.3	∞	3	∞	0.48	0.14	0.56	0.403	1.193	0.119	1.583	2.225	0.403	6.107	6.625	2.977456	0.0203
4	-	5	7.3	∞	3	∞	0.41	0.13	0.52	0.374	1.193	0.119	1.583	2.856	0.374	6.280	7.256	2.540878	0.0158
5	-	6	8.3	∞	3	∞	0.36	0.11	0.44	0.317	1.193	0.119	1.583	3.486	0.317	6.530	7.886	2.26221	0.0126
6	-	7	9.3	∞	3	∞	0.32	0.109	0.436	0.314	1.171	0.117	1.382	4.139	0.314	6.918	8.539	2.063062	0.0110
7	-	8	10.3	∞	3	∞	0.29	0.093	0.372	0.268	1.171	0.117	1.382	4.815	0.268	7.338	9.215	1.913882	0.0090
8	-	9	11.3	∞	3	∞	0.27	0.089	0.356	0.256	1.171	0.117	1.382	5.490	0.256	7.814	9.890	1.801419	0.0075
9	-	10	12.3	∞	3	∞	0.24	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.300	6.167	0.230	8.250	10.567	1.713439	0.0064
																			0.164

PENIMBUNAN 10		H timbunan =		0.4	m	y _{tim} = (t/m3)	1.8												
								l	24l	4l y H	C _c	C _s	eo	σ'o	Δσ'10	Σ ₀ ⁱ Δσ'	σ'c	OCR	Sc
										Δσ'									
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z												
			(m)	(m)	(m)								(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)			
0	-	1	4.1	∞	3	∞	0.73	0.18	0.72	0.518	1.177	0.118	1.507	0.318	0.518	6.729	4.718	14.82298	0.0163
1	-	2	5.1	∞	3	∞	0.59	0.165	0.66	0.475	1.177	0.118	1.507	0.955	0.475	6.847	5.355	5.607659	0.0147
2	-	3	6.1	∞	3	∞	0.49	0.143	0.572	0.412	1.177	0.118	1.507	1.592	0.412	6.801	5.992	3.764595	0.0127
3	-	4	7.1	∞	3	∞	0.42	0.13	0.52	0.374	1.193	0.119	1.583	2.225	0.374	6.882	6.625	2.977456	0.0080
4	-	5	8.1	∞	3	∞	0.37	0.118	0.472	0.340	1.193	0.119	1.583	2.856	0.340	6.965	7.256	2.540878	0.0179
5	-	6	9.1	∞	3	∞	0.33	0.11	0.44	0.317	1.193	0.119	1.583	3.486	0.317	7.164	7.886	2.26221	0.0144
6	-	7	10.1	∞	3	∞	0.30	0.099	0.396	0.285	1.171	0.117	1.382	4.139	0.285	7.500	8.539	2.063062	0.0127
7	-	8	11.1	∞	3	∞	0.27	0.089	0.356	0.256	1.171	0.117	1.382	4.815	0.256	7.850	9.215	1.913882	0.0104
8	-	9	12.1	∞	3	∞	0.25	0.085	0.34	0.245	1.171	0.117	1.382	5.490	0.245	8.304	9.890	1.801419	0.0088
9	-	10	13.1	∞	3	∞	0.23	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.300	6.167	0.230	8.710	10.567	1.713439	0.0076
																			0.124

Tabel 2. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 1 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 11			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} = (t/m^3)$	1.8												
									I	24I	$4I \gamma_H$	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'_{11}$	$\sum_{\sigma'_o}^i \Delta\sigma'_o$	σ'_c	OCR	Sc
Depth (m)			z	x	y	$m=x/z$	$n=y/z$	$\Delta\sigma'$			(t/m^2)						(t/m^2)			(t/m^2)
			(m)	(m)	(m)															
0	-	1	4.5	∞	3	∞	0.67	0.171	0.684	0.492	1.177	0.118	1.507	0.318	0.492	7.222	4.718	14.82298	0.0144	
1	-	2	5.5	∞	3	∞	0.55	0.155	0.62	0.446	1.177	0.118	1.507	0.955	0.446	7.294	5.355	5.607659	0.0129	
2	-	3	6.5	∞	3	∞	0.46	0.133	0.532	0.383	1.177	0.118	1.507	1.592	0.383	7.185	5.992	3.764595	0.0112	
3	-	4	7.5	∞	3	∞	0.40	0.128	0.512	0.369	1.193	0.119	1.583	2.225	0.369	7.251	6.625	2.977456	0.0105	
4	-	5	8.5	∞	3	∞	0.35	0.11	0.44	0.317	1.193	0.119	1.583	2.856	0.317	7.282	7.256	2.540878	0.0016	
5	-	6	9.5	∞	3	∞	0.32	0.109	0.436	0.314	1.193	0.119	1.583	3.486	0.314	7.478	7.886	2.26221	0.0153	
6	-	7	10.5	∞	3	∞	0.29	0.09	0.36	0.259	1.171	0.117	1.382	4.139	0.259	7.759	8.539	2.063062	0.0134	
7	-	8	11.5	∞	3	∞	0.26	0.085	0.34	0.245	1.171	0.117	1.382	4.815	0.245	8.095	9.215	1.913882	0.0111	
8	-	9	12.5	∞	3	∞	0.24	0.081	0.324	0.233	1.171	0.117	1.382	5.490	0.233	8.537	9.890	1.801419	0.0094	
9	-	10	13.5	∞	3	∞	0.22	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.300	6.167	0.230	8.941	10.567	1.713439	0.0082	
																			0.108	

PENIMBUNAN 12			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} = (t/m^3)$	1.8												
									I	24I	$4I \gamma H$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'_{12}$	$\sum_{i=0}^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc
Depth (m)			z	x	y	$m=x/z$	$n=y/z$	$\Delta\sigma'$			(t/m ²)						(t/m ²)			(t/m ²)
			(m)	(m)	(m)															
0	-	1	4.9	∞	3	∞	0.61	0.168	0.672	0.484	1.177	0.118	1.507	0.318	0.484	7.706	4.718	14.82298	0.0132	
1	-	2	5.9	∞	3	∞	0.51	0.15	0.6	0.432	1.177	0.118	1.507	0.955	0.432	7.726	5.355	5.607659	0.0117	
2	-	3	6.9	∞	3	∞	0.43	0.13	0.52	0.374	1.177	0.118	1.507	1.592	0.374	7.559	5.992	3.764595	0.0104	
3	-	4	7.9	∞	3	∞	0.38	0.115	0.46	0.331	1.193	0.119	1.583	2.225	0.331	7.582	6.625	2.977456	0.0090	
4	-	5	8.9	∞	3	∞	0.34	0.11	0.44	0.317	1.193	0.119	1.583	2.856	0.317	7.599	7.256	2.540878	0.0085	
5	-	6	9.9	∞	3	∞	0.30	0.099	0.396	0.285	1.193	0.119	1.583	3.486	0.285	7.763	7.886	2.26221	0.0161	
6	-	7	10.9	∞	3	∞	0.28	0.089	0.356	0.256	1.171	0.117	1.382	4.139	0.256	8.015	8.539	2.063062	0.0141	
7	-	8	11.9	∞	3	∞	0.25	0.085	0.34	0.245	1.171	0.117	1.382	4.815	0.245	8.340	9.215	1.913882	0.0117	
8	-	9	12.9	∞	3	∞	0.23	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.382	5.490	0.230	8.768	9.890	1.801419	0.0100	
9	-	10	13.9	∞	3	∞	0.22	0.079	0.316	0.228	1.171	0.117	1.300	6.167	0.228	9.168	10.567	1.713439	0.0088	
																			0.113	

PENIMBUNAN 14			H timbunan =		0.4	m	y _{tim} = (t/m ³)	1.8												
									I	24I	4I y H	Cc	Cs	eo	σ'o	Δσ'14	∑ ⁱ _σ Δσ'	σ'c	OCR	Sc
											Δσ'				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		m
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z													
			(m)	(m)	(m)										(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		
0	-	1	5.7	∞	3	∞	0.53	0.152	0.608	0.438	1.177	0.118	1.507	0.318	0.438	8.590	4.718	14.82298	0.0107	
1	-	2	6.7	∞	3	∞	0.45	0.135	0.54	0.389	1.177	0.118	1.507	0.955	0.389	8.518	5.355	5.607659	0.0095	
2	-	3	7.7	∞	3	∞	0.39	0.12	0.48	0.346	1.177	0.118	1.507	1.592	0.346	8.279	5.992	3.764595	0.0087	
3	-	4	8.7	∞	3	∞	0.34	0.11	0.44	0.317	1.193	0.119	1.583	2.225	0.317	8.221	6.625	2.977456	0.0079	
4	-	5	9.7	∞	3	∞	0.31	0.105	0.42	0.302	1.193	0.119	1.583	2.856	0.302	8.192	7.256	2.540878	0.0075	
5	-	6	10.7	∞	3	∞	0.28	0.09	0.36	0.259	1.193	0.119	1.583	3.486	0.259	8.281	7.886	2.26221	0.0064	
6	-	7	11.7	∞	3	∞	0.26	0.085	0.34	0.245	1.171	0.117	1.382	4.139	0.245	8.514	8.539	2.063062	0.0154	
7	-	8	12.7	∞	3	∞	0.24	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.382	4.815	0.230	8.801	9.215	1.913882	0.0129	
8	-	9	13.7	∞	3	∞	0.22	0.079	0.316	0.228	1.171	0.117	1.382	5.490	0.228	9.223	9.890	1.801419	0.0111	
9	-	10	14.7	∞	3	∞	0.20	0.07	0.28	0.202	1.171	0.117	1.300	6.167	0.202	9.577	10.567	1.713439	0.0097	
																			0.100	

Tabel 2. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 1 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 15			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} =$ (t/m3)	1.8												
									I	24I	$4I \gamma_H$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'_{15}$	$\sum_{\sigma'}^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc
											$\Delta\sigma'$									(t/m2)
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z													
			(m)	(m)	(m)									(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)			
0	-	1	6.1	∞	3	∞	0.49	0.14	0.56	0.403	1.177	0.118	1.507	0.318	0.403	8.993	4.718	14.82298	0.0094	
1	-	2	7.1	∞	3	∞	0.42	0.131	0.524	0.377	1.177	0.118	1.507	0.955	0.377	8.895	5.355	5.607659	0.0088	
2	-	3	8.1	∞	3	∞	0.37	0.115	0.46	0.331	1.177	0.118	1.507	1.592	0.331	8.610	5.992	3.764595	0.0080	
3	-	4	9.1	∞	3	∞	0.33	0.11	0.44	0.317	1.193	0.119	1.583	2.225	0.317	8.538	6.625	2.977456	0.0076	
4	-	5	10.1	∞	3	∞	0.30	0.099	0.396	0.285	1.193	0.119	1.583	2.856	0.285	8.477	7.256	2.540878	0.0069	
5	-	6	11.1	∞	3	∞	0.27	0.089	0.356	0.256	1.193	0.119	1.583	3.486	0.256	8.537	7.886	2.26221	0.0061	
6	-	7	12.1	∞	3	∞	0.25	0.085	0.34	0.245	1.171	0.117	1.382	4.139	0.245	8.759	8.539	2.063062	0.0055	
7	-	8	13.1	∞	3	∞	0.23	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.382	4.815	0.230	9.031	9.215	1.913882	0.0134	
8	-	9	14.1	∞	3	∞	0.21	0.075	0.3	0.216	1.171	0.117	1.382	5.490	0.216	9.439	9.890	1.801419	0.0116	
9	-	10	15.1	∞	3	∞	0.20	0.07	0.28	0.202	1.171	0.117	1.300	6.167	0.202	9.779	10.567	1.713439	0.0102	
																			0.087	

PENIMBUNAN 16			H timbunan =		0.4		m		γ _{tim} = (t/m3)		1.8													
													I	24I	4I γ H	Cc	Cs	eo	σ'o	Δσ'16	Σ ₀ ⁱ Δσ'	σ'c	OCR	Sc
															Δσ'									
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z	I	24I	4I γ H Δσ' (t/m2)	Cc	Cs	eo	σ'o (t/m2)	Δσ'16 (t/m2)	Σ ₀ ⁱ Δσ' (t/m2)	σ'c (t/m2)	OCR	Sc					
			(m)	(m)	(m)															m				
0	-	1	6.5	∞	3	∞	0.46	0.139	0.556	0.400	1.177	0.118	1.507	0.318	0.400	9.393	4.718	14.82298	0.0089					
1	-	2	7.5	∞	3	∞	0.40	0.128	0.512	0.369	1.177	0.118	1.507	0.955	0.369	9.264	5.355	5.607659	0.0083					
2	-	3	8.5	∞	3	∞	0.35	0.112	0.448	0.323	1.177	0.118	1.507	1.592	0.323	8.933	5.992	3.764595	0.0075					
3	-	4	9.5	∞	3	∞	0.32	0.11	0.44	0.317	1.193	0.119	1.583	2.225	0.317	8.855	6.625	2.977456	0.0073					
4	-	5	10.5	∞	3	∞	0.29	0.092	0.368	0.265	1.193	0.119	1.583	2.856	0.265	8.742	7.256	2.540878	0.0062					
5	-	6	11.5	∞	3	∞	0.26	0.085	0.34	0.245	1.193	0.119	1.583	3.486	0.245	8.782	7.886	2.26221	0.0057					
6	-	7	12.5	∞	3	∞	0.24	0.081	0.324	0.233	1.171	0.117	1.382	4.139	0.233	8.992	8.539	2.063062	0.0056					
7	-	8	13.5	∞	3	∞	0.22	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.382	4.815	0.230	9.261	9.215	1.913882	0.0015					
8	-	9	14.5	∞	3	∞	0.21	0.079	0.316	0.228	1.171	0.117	1.382	5.490	0.228	9.666	9.890	1.801419	0.0121					
9	-	10	15.5	∞	3	∞	0.19	0.068	0.272	0.196	1.171	0.117	1.300	6.167	0.196	9.975	10.567	1.713439	0.0106					
																				0.074				

Tabel 2. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 1 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 17			H timbunan =		0.4	m	$\gamma_{tim} =$ (t/m3)	1.8											
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z	I	24I	$4I \gamma H$	Cc	Cs	eo	$\sigma'o$	$\Delta\sigma'_{17}$	$\sum_{i=0}^i \Delta\sigma'$	$\sigma'c$	OCR	Sc
			(m)	(m)	(m)					$\Delta\sigma'$				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)		m
0	-	1	6.9	∞	3	∞	0.43	0.13	0.52	0.374	1.177	0.118	1.507	0.318	0.374	9.768	4.718	14.82298	0.0080
1	-	2	7.9	∞	3	∞	0.38	0.115	0.46	0.331	1.177	0.118	1.507	0.955	0.331	9.595	5.355	5.607659	0.0072
2	-	3	8.9	∞	3	∞	0.34	0.11	0.44	0.317	1.177	0.118	1.507	1.592	0.317	9.249	5.992	3.764595	0.0071
3	-	4	9.9	∞	3	∞	0.30	0.095	0.38	0.274	1.193	0.119	1.583	2.225	0.274	9.128	6.625	2.977456	0.0061
4	-	5	10.9	∞	3	∞	0.28	0.09	0.36	0.259	1.193	0.119	1.583	2.856	0.259	9.001	7.256	2.540878	0.0059
5	-	6	11.9	∞	3	∞	0.25	0.08	0.32	0.230	1.193	0.119	1.583	3.486	0.230	9.013	7.886	2.26221	0.0052
6	-	7	12.9	∞	3	∞	0.23	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.382	4.139	0.230	9.222	8.539	2.063062	0.0054
7	-	8	13.9	∞	3	∞	0.22	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.382	4.815	0.230	9.492	9.215	1.913882	0.0052
8	-	9	14.9	∞	3	∞	0.20	0.07	0.28	0.202	1.171	0.117	1.382	5.490	0.202	9.868	9.890	1.801419	0.0125
9	-	10	15.9	∞	3	∞	0.19	0.06	0.24	0.173	1.171	0.117	1.300	6.167	0.173	10.147	10.567	1.713439	0.0110
																			0.074

Tabel 3. Hasil Perhitungan Perubahan Tegangan untuk U100% Akibat Penimbunan Bertahap 12 Minggu (12 Tahap) pada Zona 1

Tegangan efektif untuk U 100%																
Depth (m)			z	Po'	σ1'	σ2'	σ3'	σ4'	σ5'	σ6'	σ7'	σ8'	σ9'	σ10'	σ11'	σ12'
				t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2
			(m)	0	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	4.4	4.8
0	-	1	0.5	0.318	1.024	1.738	2.444	3.121	3.783	4.442	5.062	5.664	6.211	6.729	7.222	7.706
1	-	2	1.5	0.955	1.640	2.311	3.011	3.651	4.255	4.831	5.364	5.883	6.372	6.847	7.294	7.726
2	-	3	2.5	1.592	2.234	2.853	3.429	3.982	4.515	5.010	5.494	5.952	6.390	6.801	7.185	7.559
3	-	4	3.5	2.225	2.810	3.354	3.872	4.362	4.829	5.275	5.704	6.107	6.508	6.882	7.251	7.582
4	-	5	4.5	2.856	3.371	3.840	4.298	4.736	5.145	5.528	5.905	6.280	6.625	6.965	7.282	7.599
5	-	6	5.5	3.486	3.932	4.364	4.768	5.148	5.522	5.873	6.213	6.530	6.847	7.164	7.478	7.763
6	-	7	6.5	4.139	4.539	4.919	5.279	5.625	5.956	6.287	6.604	6.918	7.215	7.500	7.759	8.015
7	-	8	7.5	4.815	5.169	5.512	5.834	6.151	6.468	6.785	7.070	7.338	7.594	7.850	8.095	8.340
8	-	9	8.5	5.490	5.821	6.138	6.441	6.755	7.040	7.299	7.558	7.814	8.059	8.304	8.537	8.768
9	-	10	9.5	6.167	6.470	6.755	7.017	7.273	7.530	7.783	8.019	8.250	8.480	8.710	8.941	9.168

Tabel 4. Hasil Perhitungan Perubahan Tegangan untuk $U < 100\%$ Akibat Penimbunan Bertahap 12 Minggu (12 Tahap) pada Zona 1

Derajat Konsolidasi U<100%																	
Perubahan Tegangan			Po'	ΔP1'	ΔP2'	ΔP3'	ΔP4'	ΔP5'	ΔP6'	ΔP7'	ΔP8'	ΔP9'	ΔP10'	ΔP11	ΔP12'	Σσp'	Σσp'
			KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2		
Tinggi Timbunan			0	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	4.4	4.8	t/m2	kg/cm2
Umur Timbunan			-	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg		
Kedalaman/ U(%)			1	0.712	0.682	0.648	0.611	0.570	0.524	0.473	0.417	0.354	0.284	0.205	0.115		
0	-	1	0.318	0.413	0.445	0.430	0.394	0.362	0.332	0.283	0.243	0.188	0.143	0.098	0.054	3.703	0.370
1	-	2	0.955	0.449	0.432	0.432	0.376	0.333	0.293	0.272	0.210	0.169	0.131	0.089	0.048	4.191	0.419
2	-	3	1.592	0.435	0.406	0.361	0.328	0.295	0.253	0.248	0.186	0.151	0.114	0.077	0.042	4.488	0.449
3	-	4	2.225	0.402	0.361	0.328	0.292	0.260	0.229	0.221	0.165	0.139	0.104	0.074	0.037	4.836	0.484
4	-	5	2.856	0.358	0.313	0.291	0.262	0.229	0.197	0.195	0.153	0.120	0.095	0.064	0.036	5.169	0.517
5	-	6	3.486	0.312	0.290	0.257	0.229	0.210	0.181	0.176	0.130	0.110	0.088	0.063	0.032	5.566	0.557
6	-	7	4.139	0.281	0.256	0.230	0.209	0.186	0.171	0.164	0.129	0.104	0.080	0.052	0.029	6.031	0.603
7	-	8	4.815	0.250	0.231	0.207	0.192	0.179	0.164	0.148	0.110	0.090	0.072	0.049	0.028	6.534	0.653
8	-	9	5.490	0.234	0.214	0.194	0.190	0.161	0.135	0.135	0.106	0.086	0.069	0.047	0.026	7.087	0.709
9	-	10	6.167	0.214	0.193	0.169	0.156	0.145	0.132	0.123	0.095	0.081	0.065	0.047	0.026	7.612	0.761

Tabel 5. Hasil Perhitungan Peningkatan Cu (12 Minggu)

$\Sigma \sigma_p'$	Kedalaman			PI	Cu lama	Cu baru
						(Ardana & Mochtar)
kg/cm ²	(m)			%	kg/cm ²	kg/cm ²
0.370	0	-	1	37.282	0.108	0.122
0.419	1	-	2	37.282	0.108	0.128
0.449	2	-	3	37.282	0.108	0.132
0.484	3	-	4	34.553	0.104	0.139
0.517	4	-	5	34.553	0.104	0.143
0.557	5	-	6	34.553	0.104	0.148
0.603	6	-	7	34.938	0.371	0.154
0.653	7	-	8	34.938	0.371	0.161
0.709	8	-	9	34.938	0.371	0.168
0.761	9	-	10	38.059	0.292	0.172

Tabel 6. Tahapan Penimbunan (Zona 2)

Tinggi Timbunan	Waktu (minggu)														
	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	4.4	4.8	5.2	5.6	5.9
0.4	1 mg														
0.8	2 mg	1 mg													
1.2	3 mg	2 mg	1 mg												
1.6	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg											
2	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg										
2.4	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg									
2.8	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg								
3.2	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg							
3.6	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg						
4	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg					
4.4	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg				
4.8	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg			
5.2	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg		
5.6	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg	
5.9	15 mg	14 mg	13 mg	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg

Tabel 7. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 2

PENIMBUNAN 1		H timbunan =		0.4	m	y _{tim} = (t/m ³)	1.8												
								I	24I	4I γ _H	Cc	Cs	eo	σ'o	Δσ'1	∑ _{σ'_o} Δσ' _i	σ'c	OCR	Sc
										Δσ'				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		(t/m ²)
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z												
			(m)	(m)	(m)					(t/m ²)				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		
0	-	1	0.5	∞	3	∞	6.00	0.245	0.98	0.706	1.177	0.118	1.507	0.318	0.706	1.024	4.718	14.82298	0.0238
1	-	2	1.5	∞	3	∞	2.00	0.238	0.952	0.685	1.177	0.118	1.507	0.955	0.685	1.640	5.355	5.607659	0.0110
2	-	3	2.5	∞	3	∞	1.20	0.223	0.892	0.642	1.177	0.118	1.507	1.592	0.642	2.234	5.992	3.764595	0.0069
3	-	4	3.5	∞	3	∞	0.86	0.203	0.812	0.585	1.193	0.119	1.583	2.225	0.585	2.810	6.625	2.977456	0.0047
4	-	5	4.5	∞	3	∞	0.67	0.179	0.716	0.516	1.193	0.119	1.583	2.856	0.516	3.371	7.256	2.540878	0.0033
5	-	6	5.5	∞	3	∞	0.55	0.155	0.62	0.446	1.193	0.119	1.583	3.486	0.446	3.932	7.886	2.26221	0.0024
6	-	7	6.5	∞	3	∞	0.46	0.139	0.556	0.400	1.171	0.117	1.382	4.139	0.400	4.539	8.539	2.063062	0.0020
7	-	8	7.5	∞	3	∞	0.40	0.123	0.492	0.354	1.171	0.117	1.382	4.815	0.354	5.169	9.215	1.913882	0.0015
8	-	9	8.5	∞	3	∞	0.35	0.115	0.46	0.331	1.171	0.117	1.382	5.490	0.331	5.821	9.890	1.801419	0.0013
9	-	10	9.5	∞	3	∞	0.32	0.105	0.42	0.302	1.171	0.117	1.300	6.167	0.302	6.470	10.567	1.713439	0.0011
																			0.058

PENIMBUNAN 2		H timbunan =		0.4	m	y _{tim} = (t/m ³)	1.8																		
								Depth (m)	z	x	y	m=x/z	n=y/z	I	24I	4I γ H	Cc	Cs	eo	σ'o	Δσ'2	∑ ₀ ⁱ Δσ' ⁱ	σ'c	OCR	Sc
																Δσ'				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		(t/m ²)
0	-	1	0.9	∞	3	∞	3.33	0.248	0.992	0.714	1.177	0.118	1.507	0.318	0.714	1.738	4.718	14.82298	0.0346						
1	-	2	1.9	∞	3	∞	1.58	0.233	0.932	0.671	1.177	0.118	1.507	0.955	0.671	2.311	5.355	5.607659	0.0180						
2	-	3	2.9	∞	3	∞	1.03	0.215	0.86	0.619	1.177	0.118	1.507	1.592	0.619	2.853	5.992	3.764595	0.0119						
3	-	4	3.9	∞	3	∞	0.77	0.189	0.756	0.544	1.193	0.119	1.583	2.225	0.544	3.354	6.625	2.977456	0.0082						
4	-	5	4.9	∞	3	∞	0.61	0.163	0.652	0.469	1.193	0.119	1.583	2.856	0.469	3.840	7.256	2.540878	0.0059						
5	-	6	5.9	∞	3	∞	0.51	0.15	0.6	0.432	1.193	0.119	1.583	3.486	0.432	4.364	7.886	2.26221	0.0045						
6	-	7	6.9	∞	3	∞	0.43	0.132	0.528	0.380	1.171	0.117	1.382	4.139	0.380	4.919	8.539	2.063062	0.0037						
7	-	8	7.9	∞	3	∞	0.38	0.119	0.476	0.343	1.171	0.117	1.382	4.815	0.343	5.512	9.215	1.913882	0.0029						
8	-	9	8.9	∞	3	∞	0.34	0.11	0.44	0.317	1.171	0.117	1.382	5.490	0.317	6.138	9.890	1.801419	0.0024						
9	-	10	9.9	∞	3	∞	0.30	0.099	0.396	0.285	1.171	0.117	1.300	6.167	0.285	6.755	10.567	1.713439	0.0020						
																				0.094					

Tabel 7. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 2 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 3		H timbunan =		0.4	m	γ _{tim} = (t/m3)	1.8												
								I	24I	4I γ H	C _c	C _s	e _o	σ' _o	Δσ' ₃	Σ ₀ ⁱ Δσ' _i	σ' _c	OCR	S _c
										Δσ'									
Depth (m)		z		x	y	m=x/z	n=y/z												
			(m)	(m)	(m)			(t/m2)											
0	-	1	1.3	∞	3	∞	2.31	0.245	0.98	0.706	1.177	0.118	1.507	0.318	0.706	2.444	4.718	14.82298	0.0416
1	-	2	2.3	∞	3	∞	1.30	0.243	0.972	0.700	1.177	0.118	1.507	0.955	0.700	3.011	5.355	5.607659	0.0234
2	-	3	3.3	∞	3	∞	0.91	0.2	0.8	0.576	1.177	0.118	1.507	1.592	0.576	3.429	5.992	3.764595	0.0156
3	-	4	4.3	∞	3	∞	0.70	0.18	0.72	0.518	1.193	0.119	1.583	2.225	0.518	3.872	6.625	2.977456	0.0111
4	-	5	5.3	∞	3	∞	0.57	0.159	0.636	0.458	1.193	0.119	1.583	2.856	0.458	4.298	7.256	2.540878	0.0082
5	-	6	6.3	∞	3	∞	0.48	0.14	0.56	0.403	1.193	0.119	1.583	3.486	0.403	4.768	7.886	2.26221	0.0063
6	-	7	7.3	∞	3	∞	0.41	0.125	0.5	0.360	1.171	0.117	1.382	4.139	0.360	5.279	8.539	2.063062	0.0052
7	-	8	8.3	∞	3	∞	0.36	0.112	0.448	0.323	1.171	0.117	1.382	4.815	0.323	5.834	9.215	1.913882	0.0041
8	-	9	9.3	∞	3	∞	0.32	0.105	0.42	0.302	1.171	0.117	1.382	5.490	0.302	6.441	9.890	1.801419	0.0034
9	-	10	10.3	∞	3	∞	0.29	0.091	0.364	0.262	1.171	0.117	1.300	6.167	0.262	7.017	10.567	1.713439	0.0029
																			0.122

PENIMBUNAN 4			H timbunan =		0.4		m		y _{tim} = (t/m3)		1.8													
													I	24I	4I γ H	Cc	Cs	eo	σ'o	Δσ'4	∑ _{σ' 0} Δσ'	σ'c	OCR	Sc
															Δσ'				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)		(t/m2)
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z																	
			(m)	(m)	(m)										(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)						
0	-	1	1.7	∞	3	∞	1.76	0.235	0.94	0.677	1.177	0.118	1.507	0.318	0.677	3.121	4.718	14.82298	0.0465					
1	-	2	2.7	∞	3	∞	1.11	0.222	0.888	0.639	1.177	0.118	1.507	0.955	0.639	3.651	5.355	5.607659	0.0273					
2	-	3	3.7	∞	3	∞	0.81	0.192	0.768	0.553	1.177	0.118	1.507	1.592	0.553	3.982	5.992	3.764595	0.0187					
3	-	4	4.7	∞	3	∞	0.64	0.17	0.68	0.490	1.193	0.119	1.583	2.225	0.490	4.362	6.625	2.977456	0.0135					
4	-	5	5.7	∞	3	∞	0.53	0.152	0.608	0.438	1.193	0.119	1.583	2.856	0.438	4.736	7.256	2.540878	0.0101					
5	-	6	6.7	∞	3	∞	0.45	0.132	0.528	0.380	1.193	0.119	1.583	3.486	0.380	5.148	7.886	2.26221	0.0078					
6	-	7	7.7	∞	3	∞	0.39	0.12	0.48	0.346	1.171	0.117	1.382	4.139	0.346	5.625	8.539	2.063062	0.0065					
7	-	8	8.7	∞	3	∞	0.34	0.11	0.44	0.317	1.171	0.117	1.382	4.815	0.317	6.151	9.215	1.913882	0.0052					
8	-	9	9.7	∞	3	∞	0.31	0.109	0.436	0.314	1.171	0.117	1.382	5.490	0.314	6.755	9.890	1.801419	0.0044					
9	-	10	10.7	∞	3	∞	0.28	0.089	0.356	0.256	1.171	0.117	1.300	6.167	0.256	7.273	10.567	1.713439	0.0036					
																			0.144					

Tabel 7. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 2 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 5			H timbunan =		0.4	m	y _{tim} = (t/m ³)	1.8												
									I	24I	4I γ H	Cc	Cs	eo	σ'o	Δσ'5	$\sum_0^i \Delta \sigma'_i$	σ'c	OCR	Sc
											Δσ'				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		(t/m ²)
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z													
			(m)	(m)	(m)										(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		
0	-	1	2.1	∞	3	∞	1.43	0.23	0.92	0.662	1.177	0.118	1.507	0.318	0.662	3.783	4.718	14.82298	0.0505	
1	-	2	3.1	∞	3	∞	0.97	0.21	0.84	0.605	1.177	0.118	1.507	0.955	0.605	4.255	5.355	5.607659	0.0305	
2	-	3	4.1	∞	3	∞	0.73	0.185	0.74	0.533	1.177	0.118	1.507	1.592	0.533	4.515	5.992	3.764595	0.0213	
3	-	4	5.1	∞	3	∞	0.59	0.162	0.648	0.467	1.193	0.119	1.583	2.225	0.467	4.829	6.625	2.977456	0.0155	
4	-	5	6.1	∞	3	∞	0.49	0.142	0.568	0.409	1.193	0.119	1.583	2.856	0.409	5.145	7.256	2.540878	0.0118	
5	-	6	7.1	∞	3	∞	0.42	0.13	0.52	0.374	1.193	0.119	1.583	3.486	0.374	5.522	7.886	2.26221	0.0092	
6	-	7	8.1	∞	3	∞	0.37	0.115	0.46	0.331	1.171	0.117	1.382	4.139	0.331	5.956	8.539	2.063062	0.0078	
7	-	8	9.1	∞	3	∞	0.33	0.11	0.44	0.317	1.171	0.117	1.382	4.815	0.317	6.468	9.215	1.913882	0.0063	
8	-	9	10.1	∞	3	∞	0.30	0.099	0.396	0.285	1.171	0.117	1.382	5.490	0.285	7.040	9.890	1.801419	0.0053	
9	-	10	11.1	∞	3	∞	0.27	0.089	0.356	0.256	1.171	0.117	1.300	6.167	0.256	7.530	10.567	1.713439	0.0044	
																			0.163	

PENIMBUNAN 6		H timbunan =		0.4	m	γ _{tim} = (t/m ³)	1.8												
								I	24I	4I γ _H	Cc	Cs	eo	σ' _o	Δσ' ₆	∑ ₀ ^L Δσ' _o	σ' _c	OCR	Sc
										Δσ' _o				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		(t/m ²)
Depth (m)		z		x	y	m=x/z	n=y/z												
			(m)	(m)	(m)														
0	-	1	2.5	∞	3	∞	1.20	0.229	0.916	0.660	1.177	0.118	1.507	0.318	0.660	4.442	4.718	14.82298	0.0537
1	-	2	3.5	∞	3	∞	0.86	0.2	0.8	0.576	1.177	0.118	1.507	0.955	0.576	4.831	5.355	5.607659	0.0331
2	-	3	4.5	∞	3	∞	0.67	0.172	0.688	0.495	1.177	0.118	1.507	1.592	0.495	5.010	5.992	3.764595	0.0234
3	-	4	5.5	∞	3	∞	0.55	0.155	0.62	0.446	1.193	0.119	1.583	2.225	0.446	5.275	6.625	2.977456	0.0173
4	-	5	6.5	∞	3	∞	0.46	0.133	0.532	0.383	1.193	0.119	1.583	2.856	0.383	5.528	7.256	2.540878	0.0133
5	-	6	7.5	∞	3	∞	0.40	0.122	0.488	0.351	1.193	0.119	1.583	3.486	0.351	5.873	7.886	2.26221	0.0105
6	-	7	8.5	∞	3	∞	0.35	0.115	0.46	0.331	1.171	0.117	1.382	4.139	0.331	6.287	8.539	2.063062	0.0089
7	-	8	9.5	∞	3	∞	0.32	0.11	0.44	0.317	1.171	0.117	1.382	4.815	0.317	6.785	9.215	1.913882	0.0073
8	-	9	10.5	∞	3	∞	0.29	0.09	0.36	0.259	1.171	0.117	1.382	5.490	0.259	7.299	9.890	1.801419	0.0061
9	-	10	11.5	∞	3	∞	0.26	0.088	0.352	0.253	1.171	0.117	1.300	6.167	0.253	7.783	10.567	1.713439	0.0051
																			0.179

PENIMBUNAN 8			H timbunan =		0.4		m		$\gamma_{tim} = (t/m^3)$		1.8													
													l	24l	$4l \gamma_H$	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'_8$	$\sum_{\sigma'}^l \Delta\sigma'$	σ'_c	OCR	Sc
															$\Delta\sigma'$									
Depth (m)			z	x	y	$m=x/z$	$n=y/z$																	
			(m)	(m)	(m)										(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)						
0	-	1	3.3	∞	3	∞	0.91	0.209	0.836	0.602	1.177	0.118	1.507	0.318	0.602	5.664	4.718	14.82298	0.0358					
1	-	2	4.3	∞	3	∞	0.70	0.18	0.72	0.518	1.177	0.118	1.507	0.955	0.518	5.883	5.355	5.607659	0.0188					
2	-	3	5.3	∞	3	∞	0.57	0.159	0.636	0.458	1.177	0.118	1.507	1.592	0.458	5.952	5.992	3.764595	0.0269					
3	-	4	6.3	∞	3	∞	0.48	0.14	0.56	0.403	1.193	0.119	1.583	2.225	0.403	6.107	6.625	2.977456	0.0203					
4	-	5	7.3	∞	3	∞	0.41	0.13	0.52	0.374	1.193	0.119	1.583	2.856	0.374	6.280	7.256	2.540878	0.0158					
5	-	6	8.3	∞	3	∞	0.36	0.11	0.44	0.317	1.193	0.119	1.583	3.486	0.317	6.530	7.886	2.26221	0.0126					
6	-	7	9.3	∞	3	∞	0.32	0.109	0.436	0.314	1.171	0.117	1.382	4.139	0.314	6.918	8.539	2.063062	0.0110					
7	-	8	10.3	∞	3	∞	0.29	0.093	0.372	0.268	1.171	0.117	1.382	4.815	0.268	7.338	9.215	1.913882	0.0090					
8	-	9	11.3	∞	3	∞	0.27	0.089	0.356	0.256	1.171	0.117	1.382	5.490	0.256	7.814	9.890	1.801419	0.0075					
9	-	10	12.3	∞	3	∞	0.24	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.300	6.167	0.230	8.250	10.567	1.713439	0.0064					
																			0.164					

PENIMBUNAN 12			H timbunan =		0.4		m		$\gamma_{tim} = (t/m^3)$		1.8													
													I	24I	$4I \gamma_H$	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'_{12}$	$\sum_0^i \Delta\sigma'$	σ'_c	OCR	Sc
															$\Delta\sigma'$ (t/m2)				(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)		m
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z																	
			(m)	(m)	(m)										(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m2)						
0	-	1	4.9	∞	3	∞	0.61	0.168	0.672	0.484	1.177	0.118	1.507	0.318	0.484	7.706	4.718	14.82298	0.0132					
1	-	2	5.9	∞	3	∞	0.51	0.15	0.6	0.432	1.177	0.118	1.507	0.955	0.432	7.726	5.355	5.607659	0.0117					
2	-	3	6.9	∞	3	∞	0.43	0.13	0.52	0.374	1.177	0.118	1.507	1.592	0.374	7.559	5.992	3.764595	0.0104					
3	-	4	7.9	∞	3	∞	0.38	0.115	0.46	0.331	1.193	0.119	1.583	2.225	0.331	7.582	6.625	2.977456	0.0090					
4	-	5	8.9	∞	3	∞	0.34	0.11	0.44	0.317	1.193	0.119	1.583	2.856	0.317	7.599	7.256	2.540878	0.0085					
5	-	6	9.9	∞	3	∞	0.30	0.099	0.396	0.285	1.193	0.119	1.583	3.486	0.285	7.763	7.886	2.26221	0.0161					
6	-	7	10.9	∞	3	∞	0.28	0.089	0.356	0.256	1.171	0.117	1.382	4.139	0.256	8.015	8.539	2.063062	0.0141					
7	-	8	11.9	∞	3	∞	0.25	0.085	0.34	0.245	1.171	0.117	1.382	4.815	0.245	8.340	9.215	1.913882	0.0117					
8	-	9	12.9	∞	3	∞	0.23	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.382	5.490	0.230	8.768	9.890	1.801419	0.0100					
9	-	10	13.9	∞	3	∞	0.22	0.079	0.316	0.228	1.171	0.117	1.300	6.167	0.228	9.168	10.567	1.713439	0.0088					
																			0.113					

Tabel 7. Hasil Perhitungan Tegangan dan Pemampatan Tanah Akibat Penimbunan Bertahap pada Zona 2 (Lanjutan)

PENIMBUNAN 15			H timbunan =		0.3	m	$\gamma_{tim} =$ (t/m ³)	1.8											
Depth (m)			z	x	y	m=x/z	n=y/z	I	24I	$4I \gamma H$	Cc	Cs	eo	σ'_o	$\Delta\sigma'_{15}$	$\sum_{\sigma'}^L \Delta\sigma'$	σ'_c	OCR	Sc
			(m)	(m)	(m)					$\Delta\sigma'$ (t/m ²)				(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)		m
0	-	1	6.1	∞	3	∞	0.49	0.14	0.56	0.403	1.177	0.118	1.507	0.318	0.403	8.993	4.718	14.82298	0.0094
1	-	2	7.1	∞	3	∞	0.42	0.131	0.524	0.377	1.177	0.118	1.507	0.955	0.377	8.895	5.355	5.607659	0.0088
2	-	3	8.1	∞	3	∞	0.37	0.115	0.46	0.331	1.177	0.118	1.507	1.592	0.331	8.610	5.992	3.764595	0.0080
3	-	4	9.1	∞	3	∞	0.33	0.11	0.44	0.317	1.193	0.119	1.583	2.225	0.317	8.538	6.625	2.977456	0.0076
4	-	5	10.1	∞	3	∞	0.30	0.099	0.396	0.285	1.193	0.119	1.583	2.856	0.285	8.477	7.256	2.540878	0.0069
5	-	6	11.1	∞	3	∞	0.27	0.089	0.356	0.256	1.193	0.119	1.583	3.486	0.256	8.537	7.886	2.26221	0.0061
6	-	7	12.1	∞	3	∞	0.25	0.085	0.34	0.245	1.171	0.117	1.382	4.139	0.245	8.759	8.539	2.063062	0.0055
7	-	8	13.1	∞	3	∞	0.23	0.08	0.32	0.230	1.171	0.117	1.382	4.815	0.230	9.031	9.215	1.913882	0.0134
8	-	9	14.1	∞	3	∞	0.21	0.075	0.3	0.216	1.171	0.117	1.382	5.490	0.216	9.439	9.890	1.801419	0.0116
9	-	10	15.1	∞	3	∞	0.20	0.07	0.28	0.202	1.171	0.117	1.300	6.167	0.202	9.779	10.567	1.713439	0.0102
																			0.087

Tabel 8. Hasil Perhitungan Perubahan Tegangan untuk U100% Akibat Penimbunan Bertahap 12 Minggu (12 Tahap) pada Zona 2

Tegangan efektif untuk U 100%																
Depth (m)			z	Po'	σ1'	σ2'	σ3'	σ4'	σ5'	σ6'	σ7'	σ8'	σ9'	σ10'	σ11'	σ12'
				t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2
			(m)	0	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	4.4	4.8
0	-	1	0.5	0.318	1.024	1.738	2.444	3.121	3.783	4.442	5.062	5.664	6.211	6.729	7.222	7.706
1	-	2	1.5	0.955	1.640	2.311	3.011	3.651	4.255	4.831	5.364	5.883	6.372	6.847	7.294	7.726
2	-	3	2.5	1.592	2.234	2.853	3.429	3.982	4.515	5.010	5.494	5.952	6.390	6.801	7.185	7.559
3	-	4	3.5	2.225	2.810	3.354	3.872	4.362	4.829	5.275	5.704	6.107	6.508	6.882	7.251	7.582
4	-	5	4.5	2.856	3.371	3.840	4.298	4.736	5.145	5.528	5.905	6.280	6.625	6.965	7.282	7.599
5	-	6	5.5	3.486	3.932	4.364	4.768	5.148	5.522	5.873	6.213	6.530	6.847	7.164	7.478	7.763
6	-	7	6.5	4.139	4.539	4.919	5.279	5.625	5.956	6.287	6.604	6.918	7.215	7.500	7.759	8.015
7	-	8	7.5	4.815	5.169	5.512	5.834	6.151	6.468	6.785	7.070	7.338	7.594	7.850	8.095	8.340
8	-	9	8.5	5.490	5.821	6.138	6.441	6.755	7.040	7.299	7.558	7.814	8.059	8.304	8.537	8.768
9	-	10	9.5	6.167	6.470	6.755	7.017	7.273	7.530	7.783	8.019	8.250	8.480	8.710	8.941	9.168

Tabel 9. Hasil Perhitungan Perubahan Tegangan untuk $U < 100\%$ Akibat Penimbunan Bertahap 12 Minggu (12 Tahap) pada Zona 2

Derajat Konsolidasi U<100%																	
Perubahan Tegangan			Po'	ΔP1'	ΔP2'	ΔP3'	ΔP4'	ΔP5'	ΔP6'	ΔP7'	ΔP8'	ΔP9'	ΔP10'	ΔP11'	ΔP12'	Σσp'	Σσp'
			KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2		
Tinggi Timbunan			0	0.4	0.8	1.2	1.6	2	2.4	2.8	3.2	3.6	4	4.4	4.8		
Umur Timbunan			-	12 mg	11 mg	10 mg	9 mg	8 mg	7 mg	6 mg	5 mg	4 mg	3 mg	2 mg	1 mg		
Kedalaman/ U(%)			1	0.712	0.682	0.648	0.611	0.570	0.524	0.473	0.417	0.354	0.284	0.205	0.115	t/m2	kg/cm2
0	-	1	0.318	0.413	0.445	0.430	0.394	0.362	0.332	0.283	0.243	0.188	0.143	0.098	0.054	3.703	0.370
1	-	2	0.955	0.449	0.432	0.432	0.376	0.333	0.293	0.245	0.210	0.169	0.131	0.089	0.048	4.163	0.416
2	-	3	1.592	0.435	0.406	0.361	0.328	0.295	0.253	0.223	0.186	0.151	0.114	0.077	0.042	4.464	0.446
3	-	4	2.225	0.402	0.361	0.328	0.292	0.260	0.229	0.199	0.165	0.139	0.104	0.074	0.037	4.814	0.481
4	-	5	2.856	0.358	0.313	0.291	0.262	0.229	0.197	0.175	0.153	0.120	0.095	0.064	0.036	5.150	0.515
5	-	6	3.486	0.312	0.290	0.257	0.229	0.210	0.181	0.158	0.130	0.110	0.088	0.063	0.032	5.548	0.555
6	-	7	4.139	0.281	0.256	0.230	0.209	0.186	0.171	0.148	0.129	0.104	0.080	0.052	0.029	6.015	0.601
7	-	8	4.815	0.250	0.231	0.207	0.192	0.179	0.164	0.133	0.110	0.090	0.072	0.049	0.028	6.520	0.652
8	-	9	5.490	0.234	0.214	0.194	0.190	0.161	0.135	0.122	0.106	0.086	0.069	0.047	0.026	7.074	0.707
9	-	10	6.167	0.214	0.193	0.169	0.156	0.145	0.132	0.111	0.095	0.081	0.065	0.047	0.026	7.600	0.760

Tabel 10. Hasil Perhitungan Peningkatan Cu (8 Minggu) Zona 2

$\Sigma \sigma_p'$	Kedalaman			PI	Cu lama	Cu baru
						(Ardana & Mochtar)
kg/cm2	(m)			%	kg/cm2	kg/cm2
0.370	0	-	1	37.282	0.108	0.122
0.416	1	-	2	37.282	0.108	0.128
0.446	2	-	3	37.282	0.108	0.132
0.481	3	-	4	34.553	0.104	0.138
0.515	4	-	5	34.553	0.104	0.143
0.555	5	-	6	34.553	0.104	0.148
0.601	6	-	7	34.938	0.371	0.154
0.652	7	-	8	34.938	0.371	0.161
0.707	8	-	9	34.938	0.371	0.168
0.760	9	-	10	38.059	0.292	0.171

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN 8
PERHITUNGAN PERENCANAAN PERKUATAN KOMBINASI *MULTIBLOCKS*, *GEOGRID*, DAN *MICROPILE*/CERUCUK UNTUK TIMBUNAN MELINTANG (ALTERNATIF 2)

Tabel 1. Hasil Perhitungan jarak antar *Geogrid* (Zona 1)

No	z	γ	σ_{hs}	$\sigma_{h\ tot}$	Tall	SF	Sv	Sv pakai	Keterangan
	(m)	(t/m ³)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m)		(m)	(m)	
1	6.8	1.8	4.08	4.08	1.733	1.4	0.303	0.2	Z = 6-6.8 m pakai geotextile Sv = 0.2 m (5 lapis)
2	6.4	1.8	3.84	3.84	1.733	1.4	0.322	0.2	
3	6	1.8	3.6	3.6	1.733	1.4	0.344	0.2	
4	5.6	1.8	3.36	3.36	1.972	1.4	0.419	0.4	Z = 3.2-6 m pakai geogrid Sv = 0.4 m (7 lapis)
5	5.2	1.8	3.12	3.12	1.972	1.4	0.452	0.4	
6	4.8	1.8	2.88	2.88	1.972	1.4	0.489	0.4	
7	4.4	1.8	2.64	2.64	1.972	1.4	0.534	0.4	
8	4	1.8	2.4	2.4	1.972	1.4	0.587	0.4	
9	3.6	1.8	2.16	2.16	1.972	1.4	0.652	0.4	
10	3.2	1.8	1.92	1.92	1.972	1.4	0.734	0.4	
11	2.8	1.8	1.68	1.68	1.972	1.4	0.839	0.8	Z = 0-3.2 m pakai geogrid Sv = 0.8 m (3 lapis)
12	2.4	1.8	1.44	1.44	1.972	1.4	0.978	0.8	
13	2	1.8	1.2	1.2	1.972	1.4	1.174	0.8	
14	1.6	1.8	0.96	0.96	1.972	1.4	1.468	0.8	
15	1.2	1.8	0.72	0.72	1.972	1.4	1.957	0.8	
16	0.8	2.8	0.75	0.74667	1.972	1.4	1.887	0.8	

Tabel 2. Hasil Perhitungan Panjang *Geogrid* (Zona 1)

No	z	Sv pakai	$\sigma_{h\text{ tot}}$	σ_v	Le	Le pakai	Lr	Lo	Lo min	L total	L pakai
	(m)	(m)	(t/m ²)	(t/m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.8	0.8	0.74667	2.24	0.4003	1	3.464	0.200	1	5.464	6
2	1.2	0.8	0.72	2.16	0.4003	1	3.233	0.200	1	5.233162	6
3	1.6	0.8	0.96	2.88	0.4003	1	3.002	0.200	1	5.002221	6
4	2	0.8	0.96	2.88	0.4003	1	2.771	0.200	1	4.771281	6
5	2.4	0.8	1.44	4.32	0.4003	1	2.540	0.200	1	4.540341	6
6	2.8	0.8	1.68	5.04	0.4003	1	2.309	0.200	1	4.309401	6
7	3.2	0.4	1.92	5.76	0.2002	1	2.078	0.100	1	4.078461	5
8	3.6	0.4	2.16	6.48	0.2002	1	1.848	0.100	1	3.847521	5
9	4	0.4	2.4	7.2	0.2002	1	1.617	0.100	1	3.616581	5
10	4.4	0.4	2.64	7.92	0.2002	1	1.386	0.100	1	3.385641	5
11	4.8	0.4	2.88	8.64	0.2002	1	1.155	0.100	1	3.154701	5
12	5.2	0.4	3.12	9.36	0.2002	1	0.924	0.100	1	2.92376	5
13	5.6	0.4	3.36	10.08	0.2002	1	0.693	0.100	1	2.69282	5
14	6	0.2	3.6	10.8	0.1001	1	0.462	0.050	1	2.66188	3
15	6.4	0.2	3.84	11.52	0.1001	1	0.231	0.050	1	2.43094	3
16	6.8	0.2	4.08	12.24	0.1001	1	0	0.050	1	2	3

Tabel 3. Kontrol Guling (Zona 1)

Tekanan Tanah		
σ_v	12.24	t/m ²
σ_h	4.08	t/m ²
P1 (0.4 m)	5.5488	t
P1 cos δ	5.02892	t
P1 sin δ	2.34502	t
R1	2.26667	m

Beban tanah (per 0.4 m)					
w1	12.096	t	x1	3	m
w2	10.368	t	x2	2.5	m
w3	10.368	t	x3	1.5	m

Beban Multiblocks					
W multiblock	=	γ beton	H	t	p
	=	2.4	5.8	0.205	0.4
	=	1.14144	t		

Momen dorong (P cos δ x R)		
P1 cos δ x R1	11.399	tm
M _D	11.399	tm

Momen penahan((P sin δ * x)+ w * x)		
P1 sin δ * x	7.035	tm
w1*x1	36.288	tm
w2*x2	25.92	tm
w3*x3	15.552	tm
Wm*1/2t	0.117	tm
M _p	84.912	tm

$$SF = M_p/M_d = 7,45 > 3 \text{ "OK"}$$

Tabel 4. Kontrol Geser (Zona 1)

Gaya Penahan (P sin δ + w)		
P1 sin δ	2.345	t
w1	12.096	t
w2	10.368	t
w3	10.368	t
w _m	1.14144	t
P _p	36.318	t

Gaya Pendorong (P cos δ)		
P1 cos δ	5.029	t
P _D	5.029	t

cu	1.22	t/m ²	
Gaya penahan total	3.367	t	
Gaya pendorong	5.029	t	
SF	0.670	<	1.5

Maka panjang *Geogrid* diperpanjang sampai 6 meter (selebar timbunan).

Tabel 5. Hasil *Running Geoslope* (Zona 1)

Hasil Geoslope							Perhitungan		
No	SF Geoslope	MR	MD	titik pusat		R	SF	MR	Δ MR
		(kN.m)	(kN.m)	X	Y	m	rencana	rencana	(kN.m)
1	1.029	8688.9	8444.023	18.03	14.928	14.933	1.4	11821.63	3132.733
2	1.042	7292.8	6998.848	18.876	13.457	13.392	1.4	9798.388	2505.588
3	1.348	4992.3	3703.487	21.342	13.346	11.355	1.4	5184.881	192.5813
4	1.032	9345.4	9055.62	17.697	15.814	15.738	1.4	12677.87	3332.468

Tabel 6. Peningkatan Cu yang dipakai (Zona 1)

$\Sigma \sigma'$	Kedalaman			PI	Cu lama	Cu baru
						(Ardana & Mochtar)
kg/cm ²	(m)			%	kg/cm ²	kg/cm ²
0.371	0	-	1	37.282	0.108	0.122
0.419	1	-	2	37.282	0.108	0.128
0.449	2	-	3	37.282	0.108	0.132
0.484	3	-	4	34.553	0.104	0.139
0.517	4	-	5	34.553	0.104	0.143
0.557	5	-	6	34.553	0.104	0.148
0.603	6	-	7	34.938	0.371	0.154
0.653	7	-	8	34.938	0.371	0.161
0.709	8	-	9	34.938	0.371	0.168
0.761	9	-	10	38.059	0.292	0.172

Tabel 7. Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk (Zona 1)

Segi Empat 20 x 20 K-45			
f'c	=	45	Mpa
D	=	20	cm
E	=	315285.6	kg/cm ²
I	=	13333.33	cm ⁴
Cu (bidang longsor)	=	0.148	kg/cm ²
q	=	0.296	kg/cm ²
f	=	0.096	kg/cm ²
T	=	134.3613	cm
Mu	=	3.107445	tm
L	=	2	m
L/T	=	1.488523	
Fm	=	1	
Xt	=	10	
Yt	=	0.65	
spasi	=	1	m
Xs	=	5	
Ys	=	0.987	
Xn	=	2	
Yn	=	0.957	
Xd	=	0.148852	
Yd	=	3.356901	
Yd pakai	=	2	
fk	=	2.824231	
P	=	6.531749	ton
SF rencana	=	1.4	
SF existing	=	1.139	
R jari"	=	13.07	m
MR	=	5317.2	kNm
MD	=	4668.306	
ΔMr	=	1218.428	kNm
n	=	1.427233	buah/m
n pakai	=	2	buah/m

Segi Empat 20 x 20 K-45			
f'c	=	45	Mpa
D	=	20	cm
E	=	315285.6	kg/cm ²
I	=	13333.33	cm ⁴
Cu (bidang longsor)	=	0.139	kg/cm ²
q	=	0.278	kg/cm ²
f	=	0.096	kg/cm ²
T	=	134.3613	cm
Mu	=	3.107445	tm
L	=	2	m
L/T	=	1.488523	
Fm	=	1	
Xt	=	10	
Yt	=	0.65	
spasi	=	1	m
Xs	=	5	
Ys	=	0.987	
Xn	=	1	
Yn	=	1.004	
Xd	=	0.148852	
Yd	=	3.356901	
Yd pakai	=	2	
fk	=	2.962935	
P	=	6.852535	ton
SF rencana	=	1.4	
SF existing	=	1.259	
R jari"	=	10.916	m
MR	=	3606.5	kNm
MD	=	2864.575	
ΔMr	=	403.9051	kNm
n	=	0.539964	buah/m
n pakai	=	1	buah/m

Segi Empat 20 x 20 K-45			
f'c	=	45	Mpa
D	=	20	cm
E	=	315285.6	kg/cm ²
I	=	13333.33	cm ⁴
Cu (bidang longsor)	=	0.148	kg/cm ²
q	=	0.296	kg/cm ²
f	=	0.096	kg/cm ²
T	=	134.3613	cm
Mu	=	3.107445	tm
L	=	2	m
L/T	=	1.488523	
Fm	=	1	
Xt	=	10	
Yt	=	0.65	
spasi	=	1	m
Xs	=	5	
Ys	=	0.987	
Xn	=	2	
Yn	=	0.957	
Xd	=	0.148852	
Yd	=	3.356901	
Yd pakai	=	2	
fk	=	2.824231	
P	=	6.531749	ton
SF rencana	=	1.4	
SF existing	=	1.131	
R jari"	=	13.254	m
MR	=	5489.2	kNm
MD	=	4853.404	
ΔMr	=	1305.566	kNm
n	=	1.508073	buah/m
n pakai	=	2	buah/m

Tabel 8. Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk (Zona 1) (Lanjutan)

Segi Empat 20 x 20 K-45			
f'c	=	45	Mpa
D	=	20	cm
E	=	315285.6	kg/cm ²
I	=	13333.33	cm ⁴
Cu (bidang longsor)	=	0.143	kg/cm ²
q	=	0.286	kg/cm ²
f	=	0.096	kg/cm ²
T	=	134.3613	cm
Mu	=	3.107445	tm
L	=	2	m
L/T	=	1.488523	
Fm	=	1	
Xt	=	10	
Yt	=	0.65	
spasi	=	1	m
Xs	=	5	
Ys	=	0.987	
Xn	=	2	
Yn	=	0.957	
Xd	=	0.148852	
Yd	=	3.356901	
Yd pakai	=	2	
fk	=	2.824231	
P	=	6.531749	ton
SF rencana	=	1.4	
SF existing	=	1.179	
R jari"	=	12.249	m
MR	=	4600.8	kNm
MD	=	3902.29	
ΔMr	=	862.4061	kNm
n	=	1.077908	buah/m
n pakai	=	2	buah/m

Tabel 9. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk (Zona 1)

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk (1 sisi)	Kebutuhan cerucuk (2 sisi)	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.139	1218.428	20x20	2	4	1	3.6	2	6
2	1.259	403.9051	20x20	1	2	1	2.43	2	5
3	1.131	1305.566	20x20	2	4	1	3.65	2	6
4	1.179	862.4061	20x20	2	4	1	3.15	2	6

Tabel 10. Hasil Perhitungan Jarak antar *Geogrid* (Zona 2)

No	z	γ	σ_{hs}	$\sigma_{h\ tot}$	Tall	SF	Sv	Sv pakai	Keterangan
	(m)	(t/m ³)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m)		(m)	(m)	
1	5.9	1.8	3.54	3.54	1.733	1.4	0.35	0.2	Z = 5.1-5.9 m pakai geotextile Sv = 0.2 m (5 lapis)
2	5.5	1.8	3.3	3.3	1.733	1.4	0.38	0.2	
3	5.1	1.8	3.06	3.06	1.733	1.4	0.40	0.2	
4	4.7	1.8	2.82	2.82	1.972	1.4	0.50	0.4	Z = 3.1-5.1m pakai geogrid Sv = 0.4 m (5 lapis)
5	4.3	1.8	2.58	2.58	1.972	1.4	0.55	0.4	
6	3.9	1.8	2.34	2.34	1.972	1.4	0.60	0.4	
7	3.5	1.8	2.1	2.1	1.972	1.4	0.67	0.4	
8	3.1	1.8	1.86	1.86	1.972	1.4	0.76	0.4	Z = 0-3.1 m pakai geogrid Sv = 0.8 m (3 lapis)
9	2.7	1.8	1.62	1.62	1.972	1.4	0.87	0.8	
10	2.3	1.8	1.38	1.38	1.972	1.4	1.02	0.8	
11	1.9	1.8	1.14	1.14	1.972	1.4	1.24	0.8	
12	1.5	1.8	0.9	0.9	1.972	1.4	1.57	0.8	
13	1.1	1.8	0.66	0.66	1.972	1.4	2.13	0.8	
14	0.7	1.8	0.42	0.42	1.972	1.4	3.35	0.8	

Tabel 11. Hasil Perhitungan Panjang *Geogrid* (Zona 2)

No	z	Sv pakai	$\sigma_{h\text{ tot}}$	σ_v	Le	e pakai	Lr	Lo	Lo min	L total	L pakai
	(m)	(m)	(t/m ²)	(t/m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.7	0.8	0.42	1.26	0.400308	1	3.002	0.200154	1	5.00	5
2	1.1	0.8	0.42	1.26	0.400308	1	2.771	0.200154	1	4.77	5
3	1.5	0.8	0.9	2.7	0.400308	1	2.54	0.200154	1	4.54	5
4	1.9	0.8	1.14	3.42	0.400308	1	2.309	0.200154	1	4.31	5
5	2.3	0.8	1.38	4.14	0.400308	1	2.078	0.200154	1	4.08	5
6	2.7	0.8	1.62	4.86	0.400308	1	1.848	0.200154	1	3.85	5
7	3.1	0.4	1.86	5.58	0.200154	1	1.617	0.100077	1	3.62	5
8	3.5	0.4	2.1	6.3	0.200154	1	1.386	0.100077	1	3.39	4
9	3.9	0.4	2.34	7.02	0.200154	1	1.155	0.100077	1	3.15	4
10	4.3	0.4	2.58	7.74	0.200154	1	0.924	0.100077	1	2.92	4
11	4.7	0.4	2.82	8.46	0.200154	1	0.693	0.100077	1	2.69	4
12	5.1	0.2	3.06	9.18	0.100077	1	0.462	0.050038	1	2.66	4
13	5.5	0.2	3.3	9.9	0.100077	1	0.231	0.050038	1	2.43	4
14	5.9	0.2	3.54	10.62	0.100077	1	0	0.050038	1	2.20	4

Tabel 12. Kontrol Guling (Zona 2)

Tekanan Tanah		
σ_v	10.62	t/m ²
σ_h	3.54	t/m ²
P1 (0.4 m)	4.1772	t
P1 cos δ	3.7858	t
P1 sin δ	1.7654	t
R1	1.9667	m

Beban tanah (per 0.4 m)					
w1	11.16	t	x1	2.5	m
w2	8.064	t	x2	2	m

Beban Multiblocks					
W multiblock	=	γ beton	H	t	p
	=	2.4	4.6	0.205	0.4
	=	0.90528	t		

Momen dorong (P cos δ x R)		
P1 cos δ x R1	7.445	tm
M _D	7.445	tm

Momen penahan((P sin δ * x)+ w * x)				
P1 sin δ * x	7.061	tm		
w1*x1	27.9	tm		
w2*x2	16.128	tm		
Wm*1/2t	0.0928	tm		
M _p	51.182	tm		
SF	6.874	>	3	OK

Tabel 13. Kontrol Geser (Zona 2)

Gaya Penahan ($P \sin \delta + w$)			Gaya Pendorong ($P \cos \delta$)		
$P1 \sin \delta$	1.765	t	$P1 \cos \delta$	3.786	t
w1	11.16	t	P_D	3.786	t
w2	8.064	t			
w _m	0.9053	t			
P_p	21.895	t			

cu	1.22	t/m ²		
Gaya penahan total	3.099	t		
Gaya pendorong	3.786	t		
SF	0.8187	<	1.5	NOT OK

Maka panjang *geogrid* diperpanjang sampai 6 meter

Tabel 14. Hasil *Running Geoslope* (Zona 2)

Hasil Geoslope							Perhitungan		
No	SF Geoslope	MR	MD	titik pusat		R	SF	MR	Δ MR
		(kN.m)	(kN.m)	X	Y	m	rencana	rencana	(kN.m)
1	1.155	8924.9	7727.186	17.702	15.719	15.675	1.4	10818.06	1893.161
2	1.163	7361.1	6329.407	18.663	13.878	13.805	1.4	8861.169	1500.069
3	1.385	4666.5	3369.314	21.029	12.439	11.042	1.4	4717.04	50.53971
4	1.156	8119.5	7023.789	18.175	13.878	14.7	1.4	9833.304	1713.804

Tabel 15. Hasil Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk (Zona 2)

Segi Empat 20 x 20 K-45			
f'c	=	45	Mpa
D	=	20	cm
E	=	315285.6	kg/cm2
I	=	13333.33	cm4
Cu (bidang longsor)	=	0.148	kg/cm2
q	=	0.296	kg/cm2
f	=	0.096	kg/cm2
T	=	134.3613	cm
Mu	=	2.107234	tm
L	=	2	m
L/T	=	1.488523	
Fm	=	1	
Xt	=	10	
Yt	=	0.65	
spasi	=	1	m
Xs	=	5	
Ys	=	0.987	
Xn	=	1	
Yn	=	1.004	
Xd	=	0.148852	
Yd	=	3.356901	
Yd pakai	=	2	
fk	=	2.962935	
P	=	4.646871	ton
SF rencana	=	1.4	
SF existing	=	1.204	
R jari"	=	13.062	m
MR	=	5249.5	kNm
MD	=	4360.05	
ΔMr	=	854.5698	kNm
n	=	1.407918	buah/m
n pakai	=	2	buah/m

Segi Empat 20 x 20 K-45			
f'c	=	45	Mpa
D	=	20	cm
E	=	315285.6	kg/cm2
I	=	13333.33	cm4
Cu (bidang longsor)	=	0.148	kg/cm2
q	=	0.296	kg/cm2
f	=	0.096	kg/cm2
T	=	134.3613	cm
Mu	=	2.107234	tm
L	=	2	m
L/T	=	1.488523	
Fm	=	1	
Xt	=	10	
Yt	=	0.65	
spasi	=	1	m
Xs	=	5	
Ys	=	0.987	
Xn	=	2	
Yn	=	0.957	
Xd	=	0.148852	
Yd	=	3.356901	
Yd pakai	=	2	
fk	=	2.824231	
P	=	4.429338	ton
SF rencana	=	1.4	
SF existing	=	1.211	
R jari"	=	12.875	m
MR	=	5079	kNm
MD	=	4194.055	
ΔMr	=	792.6763	kNm
n	=	1.389984	buah/m
n pakai	=	2	buah/m

Segi Empat 20 x 20 K-45			
f'c	=	45	Mpa
D	=	20	cm
E	=	315285.6	kg/cm2
I	=	13333.33	cm4
Cu (bidang longsor)	=	0.139	kg/cm2
q	=	0.278	kg/cm2
f	=	0.096	kg/cm2
T	=	134.3613	cm
Mu	=	2.107234	tm
L	=	2	m
L/T	=	1.488523	
Fm	=	1	
Xt	=	10	
Yt	=	0.65	
spasi	=	1	m
Xs	=	5	
Ys	=	0.987	
Xn	=	1	
Yn	=	1.004	
Xd	=	0.148852	
Yd	=	3.356901	
Yd pakai	=	2	
fk	=	2.962935	
P	=	4.646871	ton
SF rencana	=	1.4	
SF existing	=	1.285	
R jari"	=	10.104	m
MR	=	3035	kNm
MD	=	2361.868	
ΔMr	=	271.6148	kNm
n	=	0.578495	buah/m
n pakai	=	1	buah/m

Tabel 16. Hasil Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk (Zona 2)
(Lanjutan)

Segi Empat 20 x 20 K-45			
f'c	=	45	Mpa
D	=	20	cm
E	=	315285.6	kg/cm2
I	=	13333.33	cm4
Cu (bidang longsor)	=	0.143	kg/cm2
q	=	0.286	kg/cm2
f	=	0.096	kg/cm2
T	=	134.3613	cm
Mu	=	2.107234	tm
L	=	2	m
L/T	=	1.488523	
Fm	=	1	
Xt	=	10	
Yt	=	0.65	
spasi	=	1	m
Xs	=	5	
Ys	=	0.987	
Xn	=	2	
Yn	=	0.957	
Xd	=	0.148852	
Yd	=	3.356901	
Yd pakai	=	2	
fk	=	2.824231	
P	=	4.429338	ton
SF rencana	=	1.4	
SF existing	=	1.211	
R jari"	=	12.875	m
MR	=	5079	kNm
MD	=	4194.055	
ΔMr	=	792.6763	kNm
n	=	1.389984	buah/m
n pakai	=	2	buah/m

Tabel 17. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk (Zona 2)

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk (1 sisi)	Kebutuhan cerucuk (2 sisi)	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.204	854.5698	20x20	2	4	1	3.98	2	6
2	1.211	792.6763	20x20	2	4	1	3.89	2	6
3	1.285	271.6148	20x20	1	2	1	2.95	2	5
4	1.252	435.7016	20x20	2	4	1	3.47	2	6

LAMPIRAN 9
PERHITUNGAN PERENCANAAN PERKUATAN *GEOTEXTILE* WALL DAN *MICROPILE*/CERUCUK UNTUK ARAH MEMANJANG JALAN

Tabel 1. Hasil Perhitungan jarak antar *Geotextile* (Alternatif 1)

No	z	γ	σ_{hs}	$\sigma_{h\ tot}$	Tall	SF	Sv	Sv pakai	Keterangan
	(m)	(t/m3)	(t/m2)	(t/m2)	(t/m)		(m)	(m)	
1	7.2	1.8	4.32	4.32	1.733333	1.4	0.286596	0.2	z = 5.2-7.2 pakai Sv 0.2 m (11 lapis)
2	6.8	1.8	4.08	4.08	1.733333	1.4	0.303455	0.2	
3	6.4	1.8	3.84	3.84	1.733333	1.4	0.322421	0.2	
4	6	1.8	3.6	3.6	1.733333	1.4	0.343915	0.2	
5	5.6	1.8	3.36	3.36	1.733333	1.4	0.368481	0.2	
6	5.2	1.8	3.12	3.12	1.733333	1.4	0.396825	0.2	
7	4.8	1.8	2.88	2.88	1.733333	1.4	0.429894	0.4	Z = 2.8 - 4.8 pakai Sv 0.4 m (6 lapis)
8	4.4	1.8	2.64	2.64	1.733333	1.4	0.468975	0.4	
9	4	1.8	2.4	2.4	1.733333	1.4	0.515873	0.4	
10	3.6	1.8	2.16	2.16	1.733333	1.4	0.573192	0.4	
11	3.2	1.8	1.92	1.92	1.733333	1.4	0.644841	0.4	
12	2.8	1.8	1.68	1.68	1.733333	1.4	0.736961	0.4	
13	2.4	1.8	1.44	1.44	1.733333	1.4	0.859788	0.8	Z = 0-2.8 pakai Sv 0.8 m (2 lapis)
14	2	1.8	1.2	1.2	1.733333	1.4	1.031746	0.8	
15	1.6	1.8	0.96	0.96	1.733333	1.4	1.289683	0.8	
16	1.2	1.8	0.72	0.72	1.733333	1.4	1.719577	0.8	
17	0.8	1.8	0.48	0.48	1.733333	1.4	2.579365	0.8	

Tabel 2. Hasil Perhitungan panjang *Geotextile* (Alternatif 1)

No	z	Sv pakai	$\sigma_{h\text{ tot}}$	σ_v	Le	Le pakai	Lr	Lo	Lo min	L total	L pakai
	(m)	(m)	(t/m ²)	(t/m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.8	0.8	0.48	1.44	0.323	1	3.695	0.162	1	6.495	7
2	1.2	0.8	0.72	2.16	0.323	1	3.464	0.162	1	6.264102	7
3	1.6	0.8	0.96	2.88	0.323	1	3.233	0.162	1	6.033162	7
4	2	0.8	1.2	3.6	0.323	1	3.002	0.162	1	5.802221	7
5	2.4	0.8	1.44	4.32	0.323	1	2.771	0.162	1	5.571281	7
6	2.8	0.4	1.68	5.04	0.162	1	2.540	0.081	1	4.940341	5
7	3.2	0.4	1.92	5.76	0.162	1	2.309	0.081	1	4.709401	5
8	3.6	0.4	2.16	6.48	0.162	1	2.078	0.081	1	4.478461	5
9	4	0.4	2.4	7.2	0.162	1	1.848	0.081	1	4.247521	5
10	4.4	0.4	2.64	7.92	0.162	1	1.617	0.081	1	4.016581	5
11	4.8	0.4	2.88	8.64	0.162	1	1.386	0.081	1	3.785641	5
12	5.2	0.2	3.120	9.36	0.081	1	1.155	0.040	1	3.35	4
13	5.6	0.2	3.360	10.08	0.081	1	0.924	0.040	1	3.12	4
14	6	0.2	3.600	10.8	0.081	1	0.693	0.040	1	2.89	4
15	6.4	0.2	3.840	11.52	0.081	1	0.462	0.040	1	2.66	4
16	6.8	0.2	4.080	12.24	0.081	1	0.231	0.040	1	2.43	4
17	7.2	0.2	4.320	12.96	0.081	1	0.000	0.040	1	2.20	4

Tabel 3. Kontrol Guling (Alternatif 1)

Tekanan Tanah			Beban Tanah						Momen penahan((P sinδ * x)+ w * x)								
σ _v	13	t/m2	w1	30.24	t/m	x1	3.5	m	P1 sin δ * x	54.432	tm /m						
σ _h	4.32	t/m2	w2	21.6	t/m	x2	2.5	m	w1*x1	105.84	tm /m						
P1	15.6	t/m	w3	3.2	t/m	x3	2	m	w2*x2	54	tm /m						
P1 cos δ	13.5	t/m	Momen dorong (P cos δ x R)						w1*x2	6.4	tm /m						
P1 sin δ	7.78	t/m							P1 cos δ x R1		32.324	tm /m	M _p	220.672	tm /m		
R1	2.4	m							M _D		32.324	tm /m					
									SF	6.827	>	3	OK				

Tabel 4. Kontrol Geser (Zona 1)

Gaya Penahan (P sinδ + w)		
P1 sin δ	7.776	t/m
w1	30.2	t/m
w2	21.6	t/m
w3	3.2	t/m
P _p	62.816	t/m

Gaya Pendorong (P cos δ)		
P1 cos δ	13.468	t/m
P _D	13.468	t/m

cu	1.08	t/m2		
Gaya penahan total	7.612	t/m		
Gaya pendorong	13.468	t/m		
SF	0.56518	<	1.5	NOT OK

Maka panjang *geotextile* diperpanjang sampai 11,5 m sehingga $SF > 1,5$

Tabel 5. Hasil *Running Geoslope* (Aterlnatif 1)

Hasil Geoslope							Perhitungan		
No	SF Geoslope	MR	MD	titik pusat		R	SF	MR	Δ MR
		(kN.m)	(kN.m)	X	Y	m	rencana	rencana	(kN.m)
1	0.868	6652.2	7663.825	18.73	13.872	13.747	1.4	10729.35	4077.155
2	1.273	4872.1	3827.258	21.494	13.75	11.507	1.4	5358.162	486.0618
3	0.907	9975.2	10998.02	17.12	18.434	17.903	1.4	15397.22	5422.022
4	0.985	8914.3	9050.051	18.459	18.038	16.676	1.4	12670.07	3755.771

Tabel 5. Rekapitulasi Kebutuhan Cerucuk (Aterlnatif 1)

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.868	4077.155	20x20	4	1	6.1	2.5	9
2	1.273	486.0618	20x20	1	1	4	2.5	7
3	0.907	5422.022	20x20	4	1	5.7	2.5	9
4	0.985	3755.771	20x20	3	3	4.8	2.5	8

Tabel 5. Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk Masing-masing SF (Aterlnatif 1)

Segi Empat 20 x 20 K-45				Segi Empat 20 x 20 K-45				Segi Empat 20 x 20 K-45				Segi Empat 20 x 20 K-45			
f'c	=	45	Mpa	f'c	=	45	Mpa	f'c	=	45	Mpa	f'c	=	45	Mpa
D	=	20	cm	D	=	20	cm	D	=	20	cm	D	=	20	cm
E	=	315285.6	kg/cm2	E	=	315285.6	kg/cm2	E	=	315285.6	kg/cm2	E	=	315285.6	kg/cm2
I	=	13333.33	cm4	I	=	13333.33	cm4	I	=	13333.33	cm4	I	=	13333.33	cm4
Cu (bidang longsor)	=	0.147	kg/cm2	Cu (bidang longsor)	=	0.13	kg/cm2	Cu (bidang longsor)	=	0.147	kg/cm2	Cu (bidang longsor)	=	0.139	kg/cm2
q	=	0.294	kg/cm2	q	=	0.26	kg/cm2	q	=	0.294	kg/cm2	q	=	0.278	kg/cm2
f	=	0.096	kg/cm2	f	=	0.064	kg/cm2	f	=	0.096	kg/cm2	f	=	0.064	kg/cm2
T	=	134.3613	cm	T	=	145.7111	cm	T	=	134.3613	cm	T	=	145.7111	cm
Mu	=	3.107445	tm	Mu	=	3.107445	tm	Mu	=	3.107445	tm	Mu	=	3.107445	tm
L	=	2.5	m	L	=	2.5	m	L	=	2.5	m	L	=	2.5	m
L/T	=	1.860654		L/T	=	1.715724		L/T	=	1.860654		L/T	=	1.715724	
Fm	=	1		Fm	=	1		Fm	=	1		Fm	=	1	
Xt	=	12.5		Xt	=	12.5		Xt	=	12.5		Xt	=	12.5	
Yt	=	0.9		Yt	=	0.9		Yt	=	0.9		Yt	=	0.9	
spasi	=	1	m	spasi	=	1	m	spasi	=	1	m	spasi	=	1	m
Xs	=	5		Xs	=	5		Xs	=	5		Xs	=	5	
Ys	=	0.987		Ys	=	0.987		Ys	=	0.987		Ys	=	0.987	
Xn	=	4		Xn	=	1		Xn	=	4		Xn	=	3	
Yn	=	0.863		Yn	=	1.004		Yn	=	0.863		Yn	=	0.91	
Xd	=	0.148852		Xd	=	0.137258		Xd	=	0.148852		Xd	=	0.137258	
Yd	=	3.356901		Yd	=	2.816415		Yd	=	3.356901		Yd	=	2.816415	
Yd pakai	=	2		Yd pakai	=	2		Yd pakai	=	2		Yd pakai	=	2	
fk	=	3.526373		fk	=	4.102525		fk	=	3.526373		fk	=	3.718424	
P	=	8.155629	ton	P	=	8.749075	ton	P	=	8.155629	ton	P	=	7.929938	ton
SF rencana	=	1.4		SF rencana	=	1.4		SF rencana	=	1.4		SF rencana	=	1.4	
SF existing	=	0.868		SF existing	=	1.273		SF existing	=	0.907		SF existing	=	0.985	
R jari"	=	13.747	m	R jari"	=	11.507	m	R jari"	=	17.903	m	R jari"	=	16.676	m
MR	=	6652.2		MR	=	4872.1		MR	=	9975.2		MR	=	8914.3	
MD	=	7663.825		MD	=	3827.258		MD	=	10998.02		MD	=	9050.051	
ΔMr	=	4077.155	kNm	ΔMr	=	486.0618	kNm	ΔMr	=	5422.022	kNm	ΔMr	=	3755.771	kNm
n	=	3.636569	buah/m	n	=	0.4828	buah/m	n	=	3.713453	buah/m	n	=	2.840125	buah/m
n pakai	=	4	buah/m	n pakai	=	1	buah/m	n pakai	=	4	buah/m	n pakai	=	3	buah/m

Tabel 5. Hasil Perhitungan jarak antar *Geotextile* (Alternatif 2)

No	z	γ	σ_{hs}	$\sigma_{h\ tot}$	Tall	SF	Sv	Sv pakai	Keterangan
	(m)	(t/m ³)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m)		(m)	(m)	
2	6.8	1.8	4.08	4.08	1.733333	1.4	0.303455	0.2	Z = 4.8-6.8 pakai Sv 0.2 m (9 lapis)
3	6.4	1.8	3.84	3.84	1.733333	1.4	0.322421	0.2	
4	6	1.8	3.6	3.6	1.733333	1.4	0.343915	0.2	
5	5.6	1.8	3.36	3.36	1.733333	1.4	0.368481	0.2	
6	5.2	1.8	3.12	3.12	1.733333	1.4	0.396825	0.2	
7	4.8	1.8	2.88	2.88	1.733333	1.4	0.429894	0.4	Z = 2.8 - 4.8 pakai Sv 0.4 m (6 lapis)
8	4.4	1.8	2.64	2.64	1.733333	1.4	0.468975	0.4	
9	4	1.8	2.4	2.4	1.733333	1.4	0.515873	0.4	
10	3.6	1.8	2.16	2.16	1.733333	1.4	0.573192	0.4	
11	3.2	1.8	1.92	1.92	1.733333	1.4	0.644841	0.4	
12	2.8	1.8	1.68	1.68	1.733333	1.4	0.736961	0.4	Z = 0-2.8 pakai Sv 0.8 m (2 lapis)
13	2.4	1.8	1.44	1.44	1.733333	1.4	0.859788	0.8	
14	2	1.8	1.2	1.2	1.733333	1.4	1.031746	0.8	
15	1.6	1.8	0.96	0.96	1.733333	1.4	1.289683	0.8	
16	1.2	1.8	0.72	0.72	1.733333	1.4	1.719577	0.8	
17	0.8	1.8	0.48	0.48	1.733333	1.4	2.579365	0.8	

Tabel 6. Hasil Perhitungan panjang *Geotextile* (Alternatif 2)

No	z (m)	Sv pakai (m)	$\sigma_{h\text{ tot}}$ (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	Le (m)	Le pakai (m)	Lr (m)	Lo (m)	Lo min (m)	L total (m)	L pakai (m)
0	0										
1	0.8	0.8	0.48	1.44	0.323	1	3.464	0.162	1	6.264	7
2	1.2	0.8	0.72	2.16	0.323	1	3.233	0.162	1	6.033162	7
3	1.6	0.8	0.96	2.88	0.323	1	3.002	0.162	1	5.802221	7
4	2	0.8	1.2	3.6	0.323	1	2.771	0.162	1	5.571281	7
5	2.4	0.8	1.44	4.32	0.323	1	2.540	0.162	1	5.340341	7
6	2.8	0.4	1.68	5.04	0.162	1	2.309	0.081	1	4.709401	5
7	3.2	0.4	1.92	5.76	0.162	1	2.078	0.081	1	4.478461	5
8	3.6	0.4	2.16	6.48	0.162	1	1.848	0.081	1	4.247521	5
9	4	0.4	2.4	7.2	0.162	1	1.617	0.081	1	4.016581	5
10	4.4	0.4	2.64	7.92	0.162	1	1.386	0.081	1	3.785641	5
11	4.8	0.4	2.88	8.64	0.162	1	1.155	0.081	1	3.554701	5
12	5.2	0.2	3.120	9.36	0.081	1	0.924	0.040	1	3.12	4
13	5.6	0.2	3.360	10.08	0.081	1	0.693	0.040	1	2.89	4
14	6	0.2	3.600	10.8	0.081	1	0.462	0.040	1	2.66	4
15	6.4	0.2	3.840	11.52	0.081	1	0.231	0.040	1	2.43	4
16	6.8	0.2	4.080	12.24	0.081	1	0.000	0.040	1	2.20	4

Untuk memenuhi stabilitas geser, *geotextile* harus diperpanjang hingga 9,5 m

Tabel 7. Rekapitulasi Kebutuhan Cerucuk Arah Memanjang

No	SF minimum	Δ MR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.029	3132.733	20x20	3	1	6	2.5	9
2	1.042	2505.588	20x20	3	1	5.9	2.5	9
3	1.348	192.5813	20x20	1	1	4	2.5	7
4	1.032	3332.468	20x20	3	1	5.9	2.5	9

LAMPIRAN 10
PERENCANAAN TIANG PANCANG

Tabel 1. Kombinasi-kombinasi Pembebanan Tiang Pancang

Kombinasi 1		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	MS	3589.491				-2984.12
2	Beban Mati Tambahan	MA	125.325				-16.2923
3	Beban Lajur "D"	TD	761.85				-99.0405
4	Beban pedestrian	TP	75				-9.75
5	Gaya Rem	TB		71.775			595.7325
6	Temperatur	ET					
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					

Kombinasi 2		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	MS	3589.491				-2984.12
2	Beban Mati Tambahan	MA	125.325				-16.2923
3	Beban Lajur "D"	TD	761.85				-99.0405
4	Beban pedestrian	TP	75				-9.75
5	Gaya Rem	TB		71.775			595.7325
6	Temperatur	ET		8.4375			42.1875
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					

Tabel 1. Kombinasi-kombinasi Pembebanan Tiang Pancang (Lanjutan)

Kombinasi 3		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	MS	3589.491				-2984.12
2	Beban Mati Tambahan	MA	125.325				-16.2923
3	Beban Lajur "D"	TD	761.85				-99.0405
4	Beban pedestrian	TP	75				-9.75
5	Gaya Rem	TB		71.775			595.7325
6	Temperatur	ET					
7	Beban Angin	EW			53.34	343.43	
8	Beban Gempa	EQ					

Kombinasi 4		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	MS	3589.491				-2984.12
2	Beban Mati Tambahan	MA	125.325				-16.2923
3	Beban Lajur "D"	TD	761.85				-99.0405
4	Beban pedestrian	TP	75				-9.75
5	Gaya Rem	TB		71.775			595.7325
6	Temperatur	ET		8.4375			42.1875
7	Beban Angin	EW			53.34	343.43	
8	Beban Gempa	EQ					

Tabel 1. Kombinasi-kombinasi Pembebanan Tiang Pancang (Lanjutan)

Kombinasi 5		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	MS	3589.491				-2984.12
2	Beban Mati Tambahan	MA	125.325				-16.2923
3	Beban Lajur "D"	TD					
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya Rem	TB					
6	Temperatur	ET					
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ		682.5975	455.065004	1104.447	1656.671

Kombinasi 6		Arah	Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	MS	3589.491				-2984.12
2	Beban Mati Tambahan	MA	125.325				-16.2923
3	Beban Lajur "D"	TD					
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya Rem	TB					
6	Temperatur	ET					
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					

Tabel 1. Kombinasi-kombinasi Pembebanan Tiang Pancang (Lanjutan)

Kombinasi 7		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	MS	3589.491				-2984.12
2	Beban Mati Tambahan	MA	125.325				-16.2923
3	Beban Lajur "D"	TD	761.85				-99.0405
4	Beban pedestrian	TP	75				-9.75
5	Gaya Rem	TB		71.775			595.7325
6	Temperatur	ET					
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					

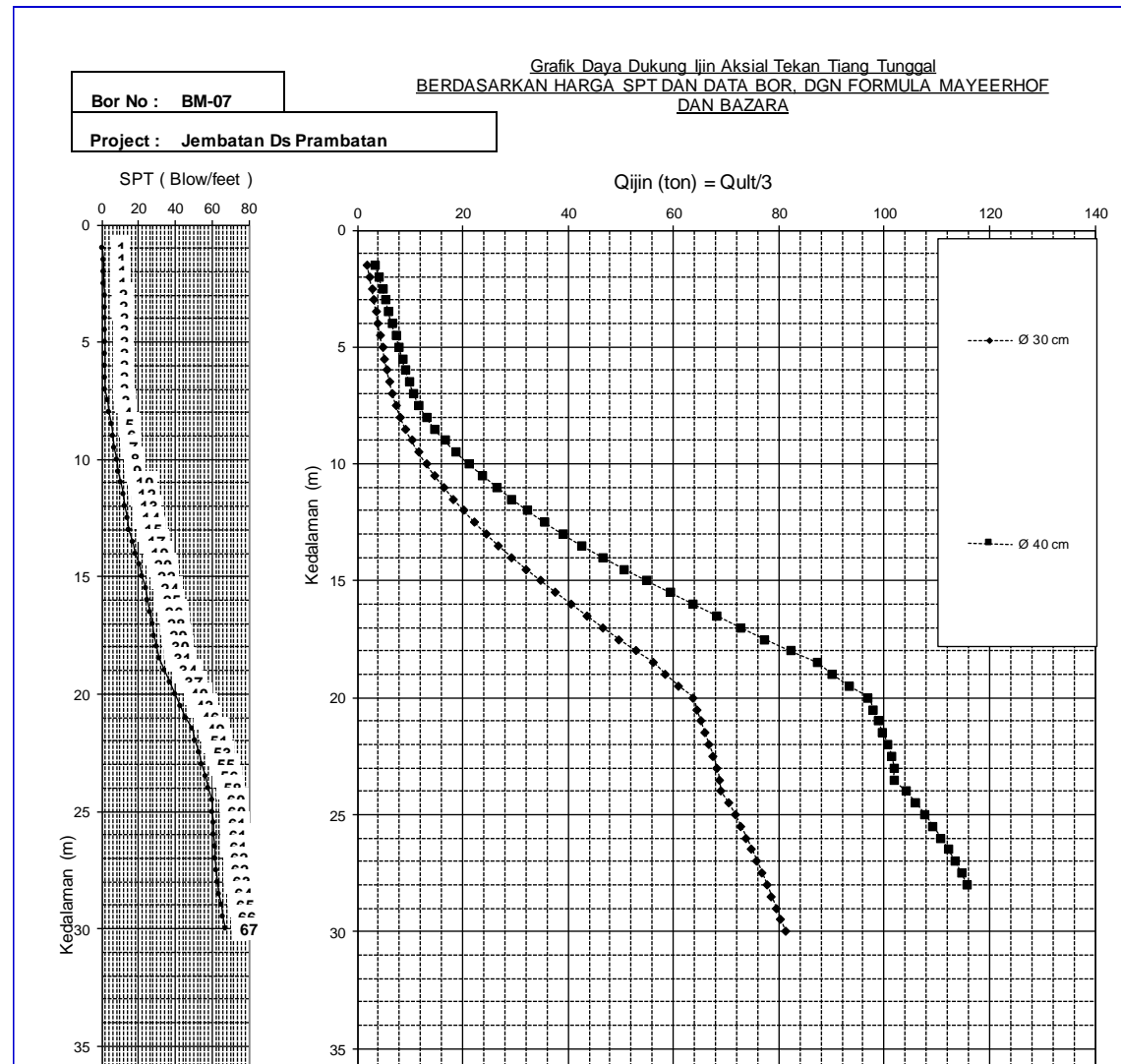
Tabel 2. Rekapitulasi Hasil Kombinasi Pembebanan

No	Kombinasi Beban	Tegangan berlebihan	P	Tx	Ty	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Kombinasi-1	0	4551.666	71.775			-2513.47
2	kombinasi-2	0.25	4551.666	80.2125			-2471.28
3	Kombinasi-3	0.25	4551.666	71.775	53.3385	343.4349	-2513.47
4	Kombinasi-4	0.4	4551.666	80.2125	53.3385	343.4349	-2471.28
5	Kombinasi-5	0.5	3714.816	682.5975	455.065004	1104.447	-1343.74
6	Kombinasi-6	0.3	3714.816				-3000.41
7	Kombinasi-7	0.5	4551.666	71.775			-2513.47

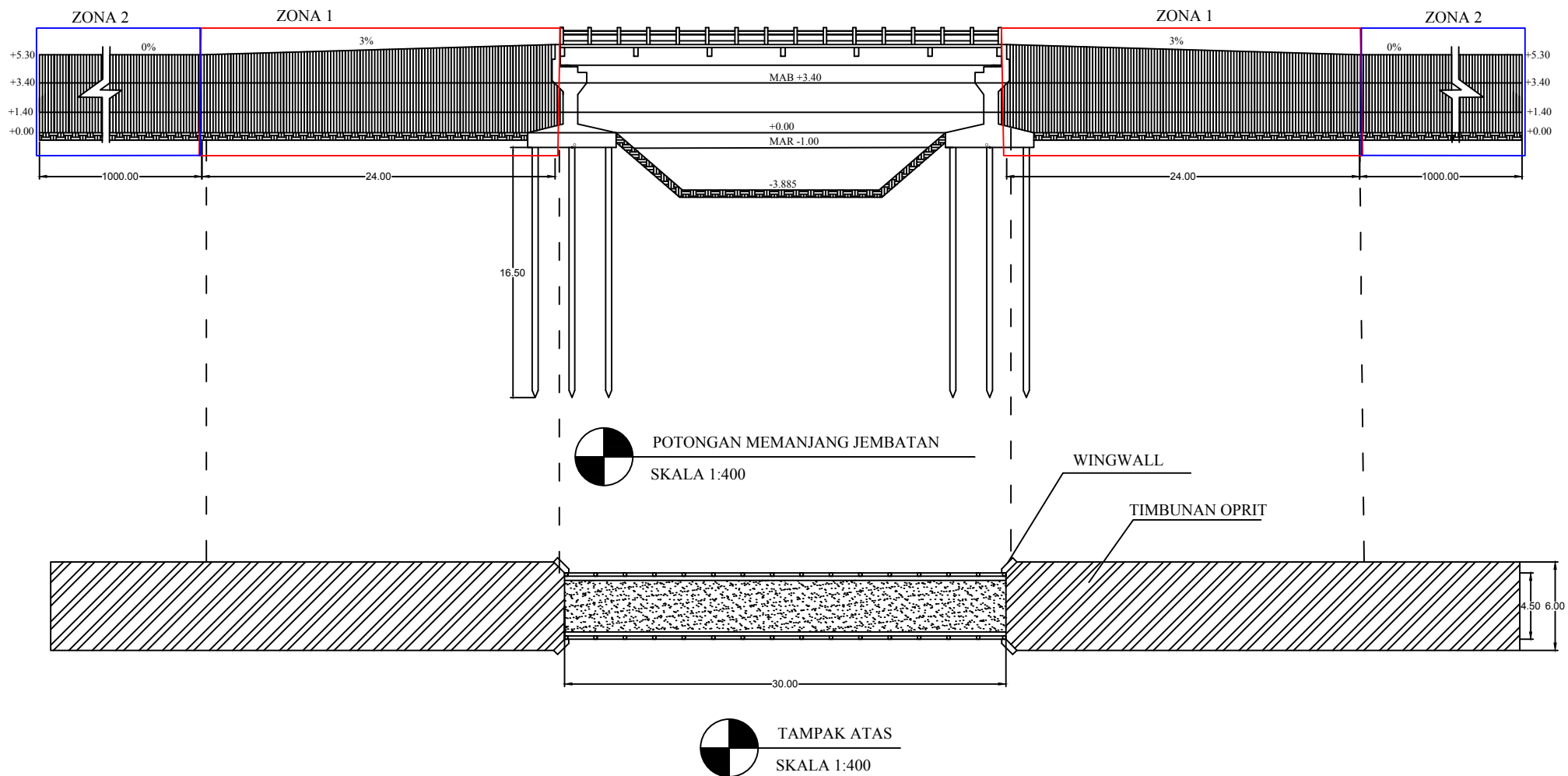
Tabel 2. Kontrol Masing-masing Kombinasi D30 dan D40

Untuk diameter 30 cm					
Kombinasi	Kenaikan Daya Dukung yang diperbolehkan	P ijin tiang dalam 1 group (kN)	P maksimum (kN)	P ijin x% (kN)	Keterangan
1	100%	329.606	314.756	329.606	OK
2	125%	329.606	313.292	412.008	OK
3	125%	329.606	327.965	412.008	OK
4	140%	329.606	326.502	461.449	OK
5	150%	329.606	274.823	494.409	OK
6	130%	329.606	289.801	428.488	OK
7	150%	329.606	314.756	494.409	OK

Untuk diameter 40 cm					
Kombinasi	Kenaikan Daya Dukung yang diperbolehkan	P ijin tiang dalam 1 group (kN)	P maksimum (kN)	P ijin x % (kN)	Keterangan
1	100%	537.605	504.979	537.605	OK
2	125%	537.605	502.870	672.006	OK
3	125%	537.605	525.668	672.006	OK
4	140%	537.605	523.558	752.647	OK
5	150%	537.605	443.288	806.407	OK
6	130%	537.605	459.589	698.886	OK
7	150%	537.605	504.979	806.407	OK



Gambar 1. Grafik Daya Dukung Tanah Mayeerhof dan Bazara



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T., M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Abutment dan Bangunan Atas
Jembatan

SKALA

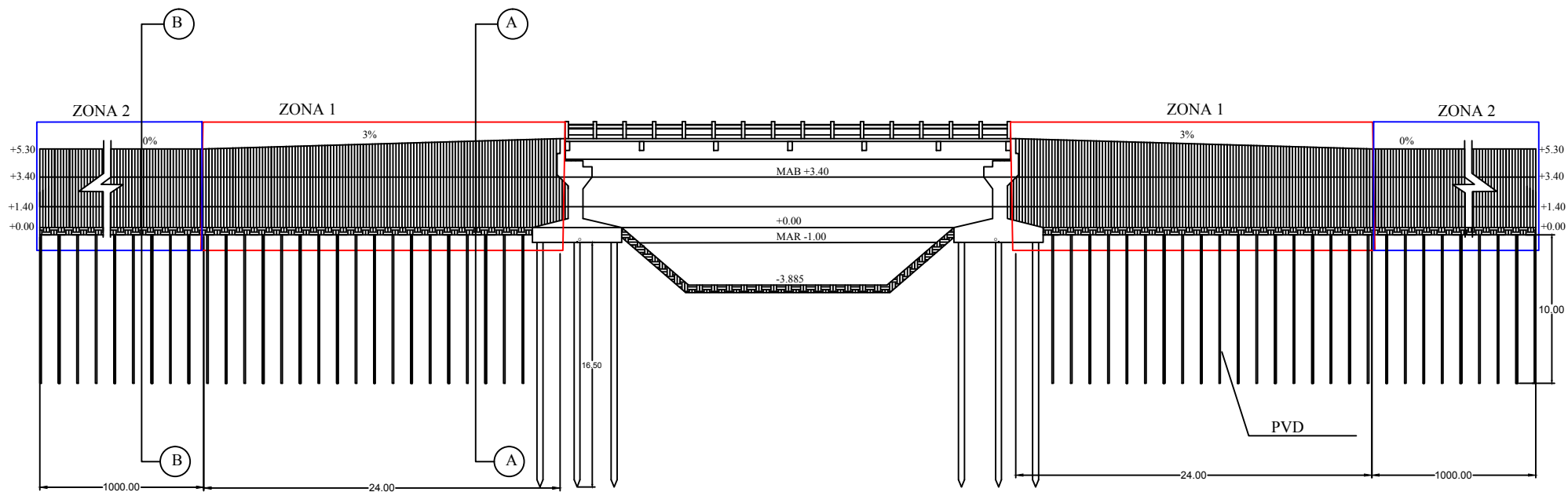
1: 400

NO. GAMBAR

01

JUMLAH GAMBAR

13



LAYOUT PEMASANGAN PVD

SKALA 1:400



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Abutment dan Bangunan Atas
Jembatan

SKALA

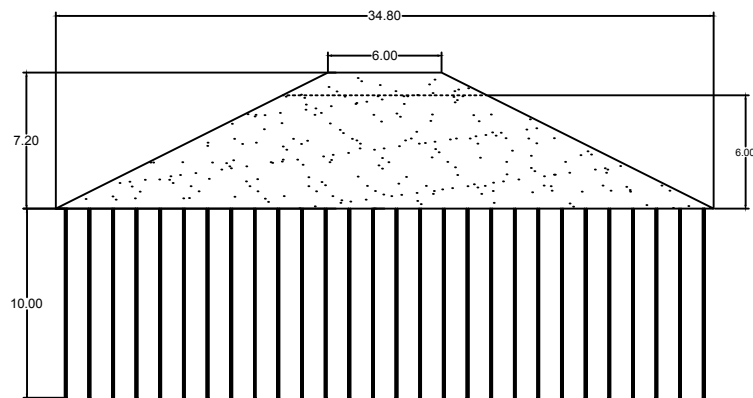
1: 400

NO. GAMBAR

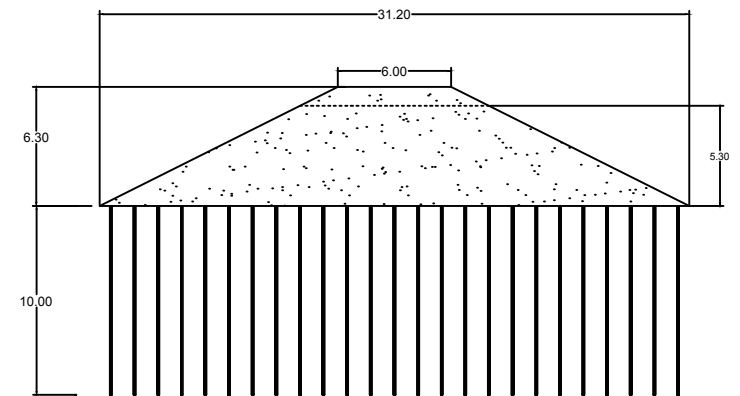
02

JUMLAH GAMBAR

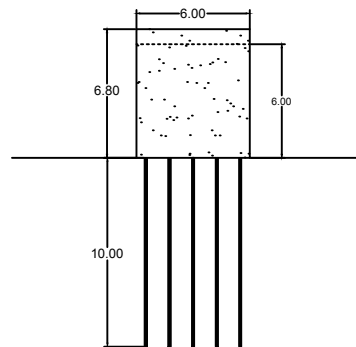
13



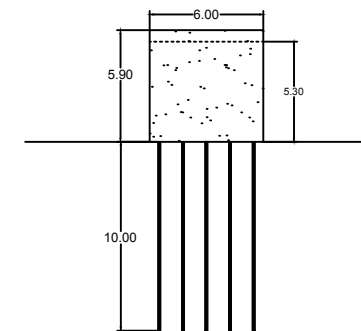
POTONGAN A-A (PEMASANGAN PVD ALTERNATIF 1 ZONA 1)
SKALA 1:400



POTONGAN B-B (PEMASANGAN PVD ALTERNATIF 1 ZONA 2)
SKALA 1:400



POTONGAN A-A (PEMASANGAN PVD ALTERNATIF 2 ZONA 1)
SKALA 1:400



POTONGAN A-A (PEMASANGAN PVD ALTERNATIF 2 ZONA 1)
SKALA 1:400



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Potongan Melintang
(Pemasangan PVD)

SKALA

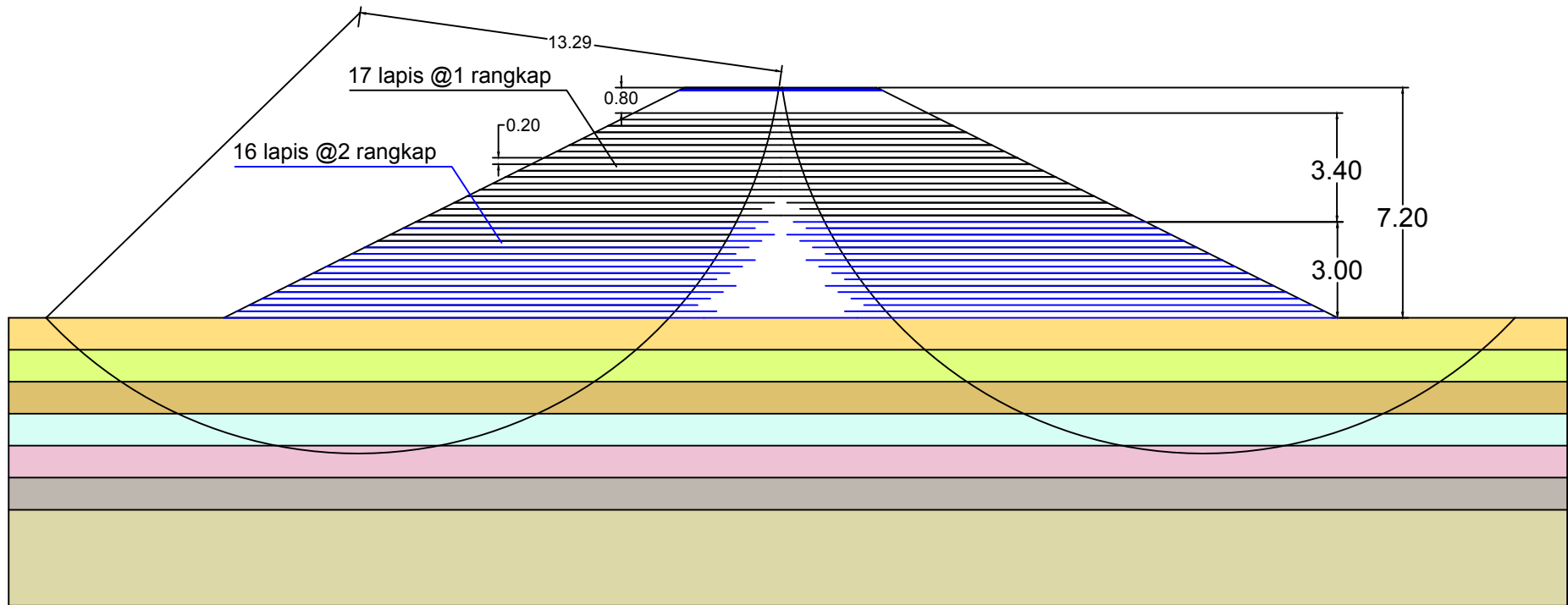
1: 400

NO. GAMBAR

03

JUMLAH GAMBAR

13



POTONGAN MELINTANG PERENCANAAN PERKUATAN GEOTEXTILE
(ZONA 1)

SKALA 1:200



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Alternatif 1 (Zona 1)

SKALA

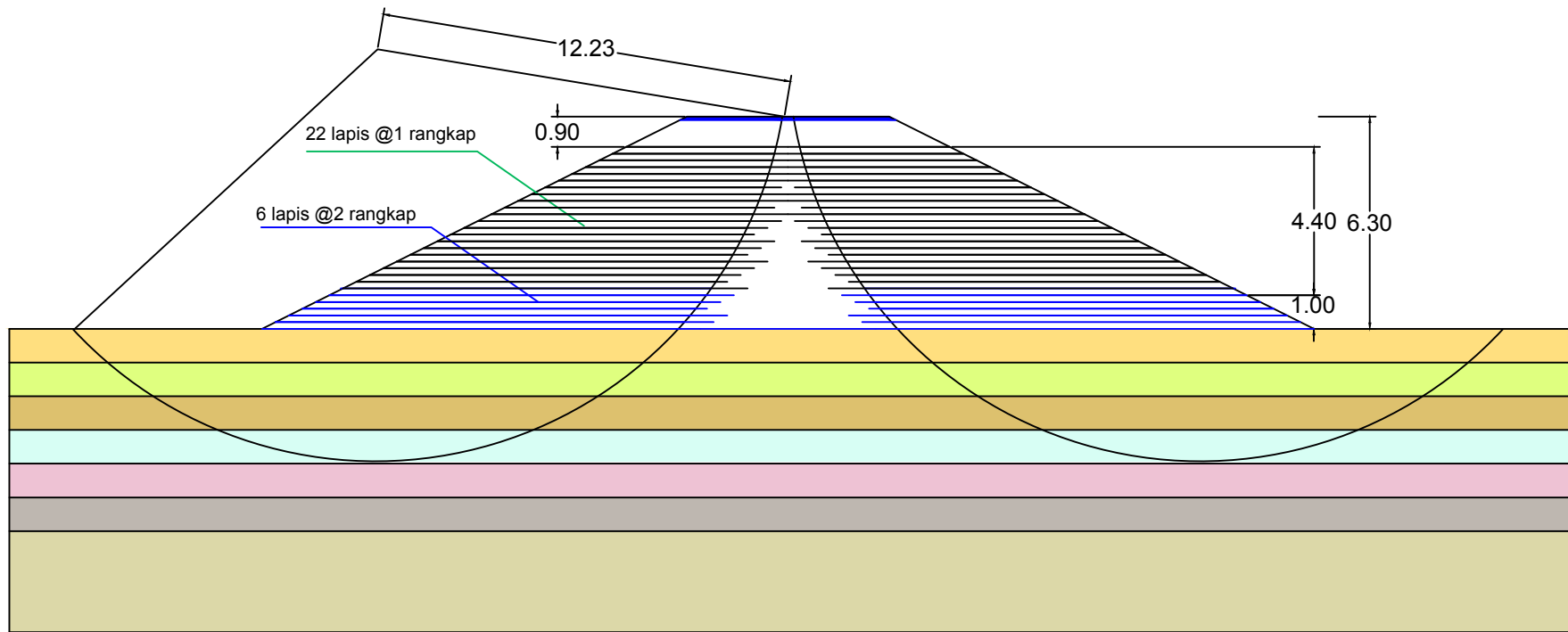
1 : 200

NO. GAMBAR

05

JUMLAH GAMBAR

13



POTONGAN MELINTANG PERENCANAAN PERKUATAN GEOTEXTILE
(ZONA 2)

SKALA 1:200



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Alternatif 1 (Zona 2)

SKALA

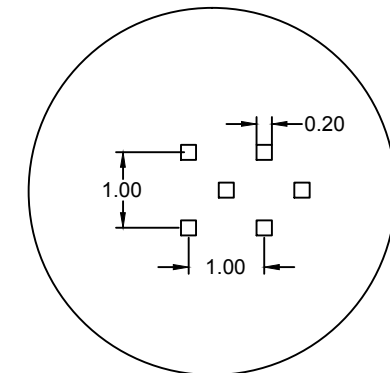
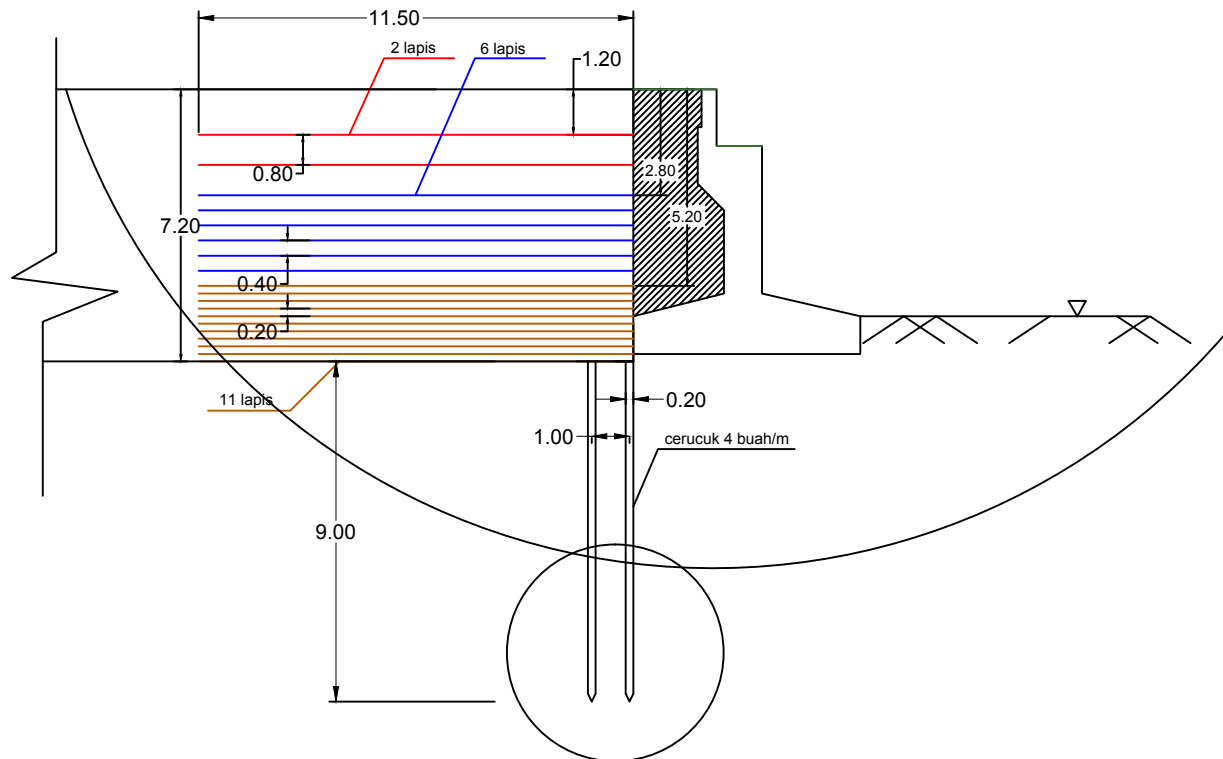
1 : 200

NO. GAMBAR

04

JUMLAH GAMBAR

13



POLA PEMASANGAN CERUCUK

SKALA 1:100

PERENCANAAN PERKUATAN GEOTEXTILE WALL DAN CERUCUK
POTONGAN ARAH MEMANJANG JALAN (ALTERNATIF 1)
SKALA 1:200



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Perkuatan Geotextile Wall dan
Cerucuk

SKALA

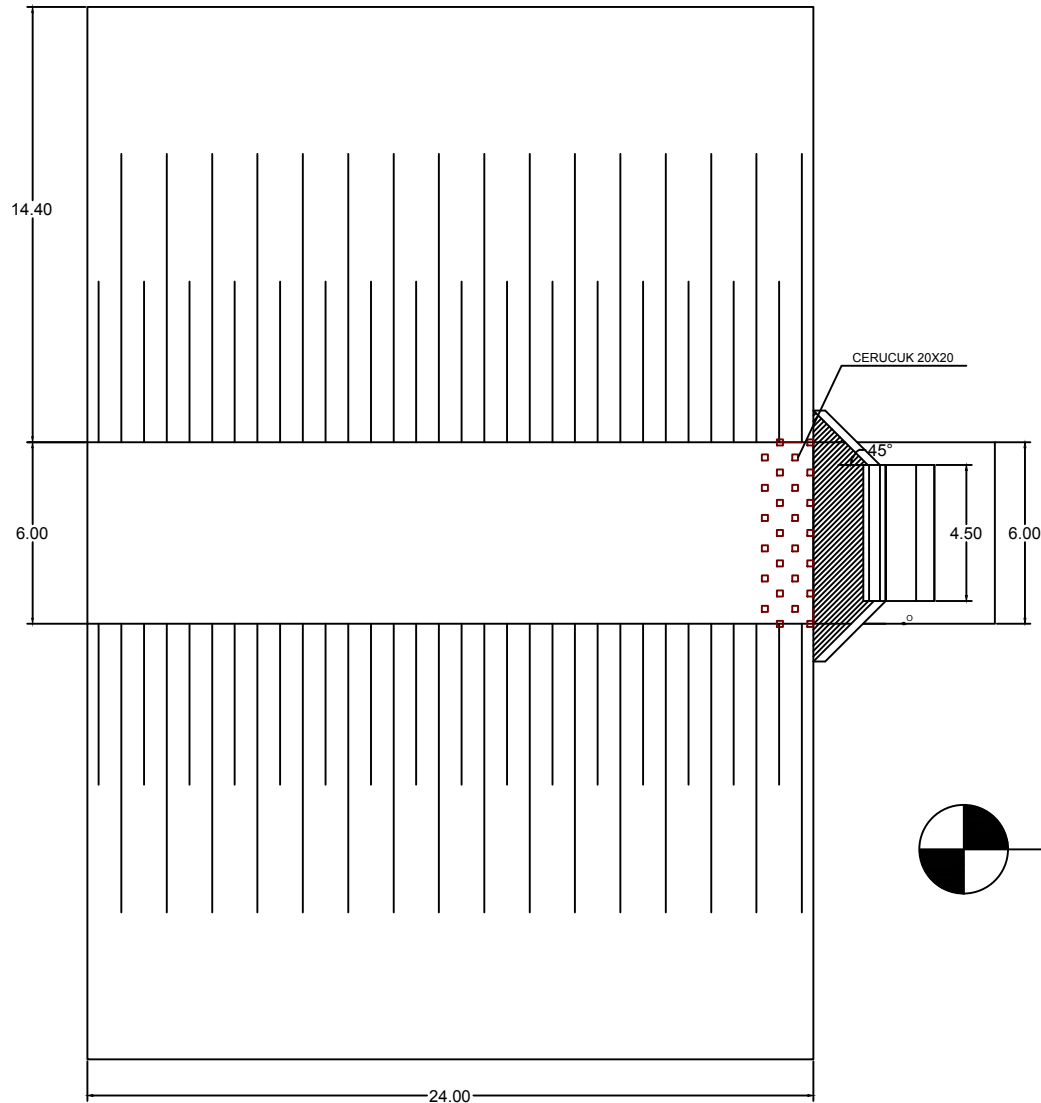
1 : 200

NO. GAMBAR

06

JUMLAH GAMBAR

13



TAMPAK ATAS PEMASANGAN CERUCUK (ALTERNATIF 1)

SKALA 1:250



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Perkuatan Cerucuk Arah
Memanjang Jalan (Alternatif 1)

SKALA

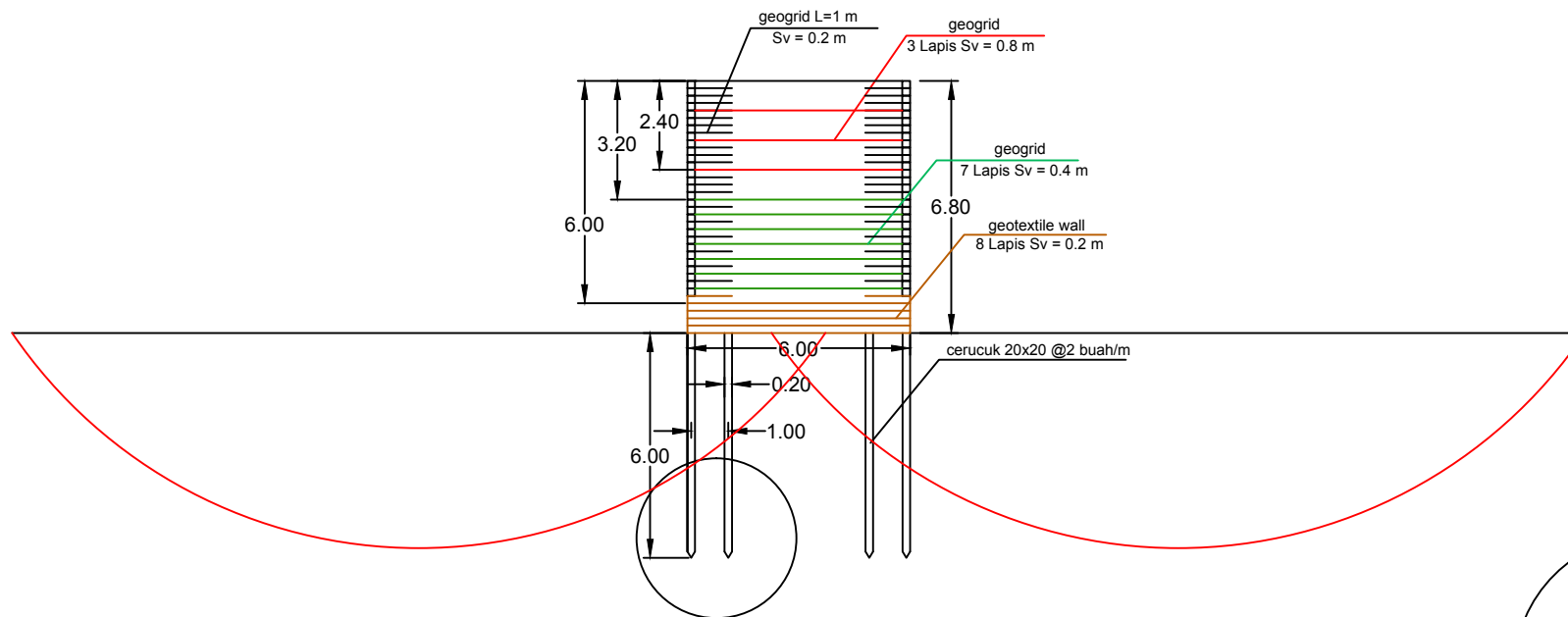
1 : 250

NO. GAMBAR

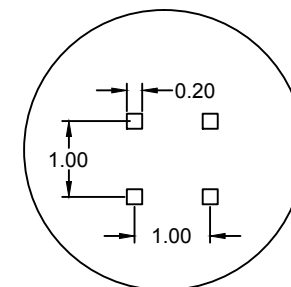
07

JUMLAH GAMBAR

13



POTONGAN ARAH MELINTANG PERENCANAAN PERKUATAN KOMBINASI MULTIBLOCKS, GEOGRID, DAN CERUCUK (ZONA 1)
SKALA 1:200



POLA PEMASANGAN CERUCUK
SKALA 1:100



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Alternatif 2 (Zona 1)

SKALA

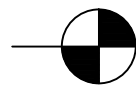
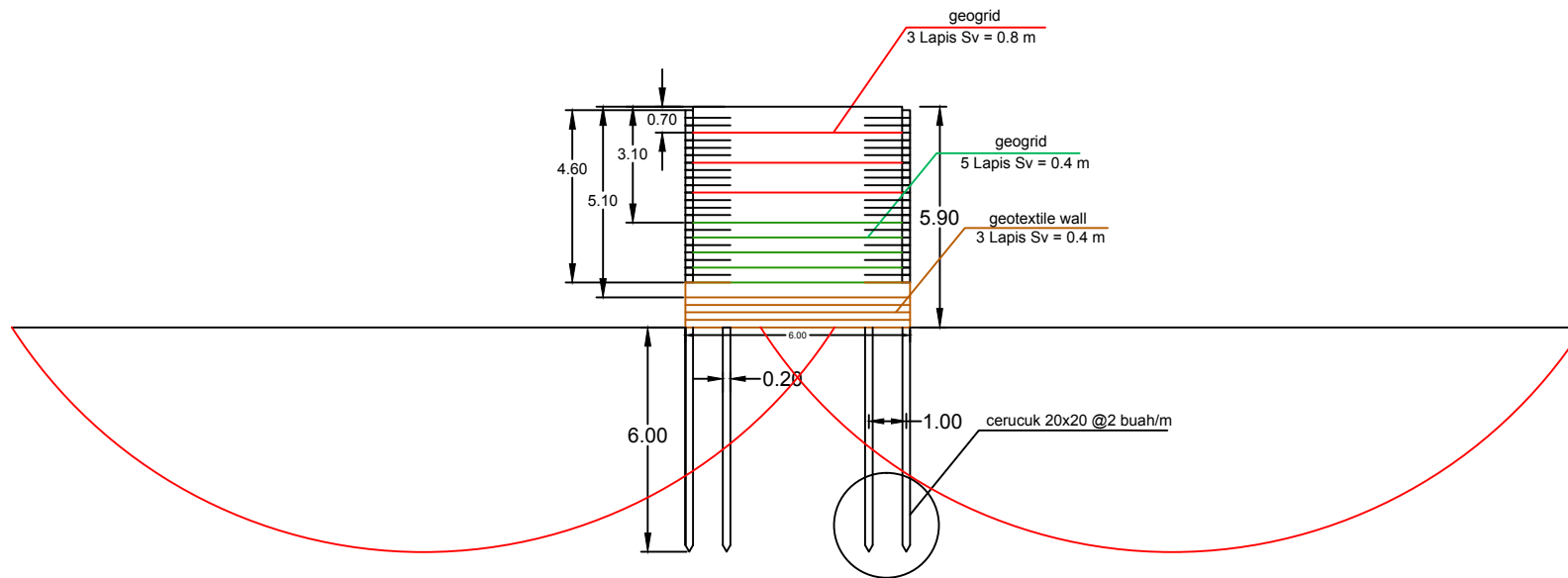
1 : 200

NO. GAMBAR

08

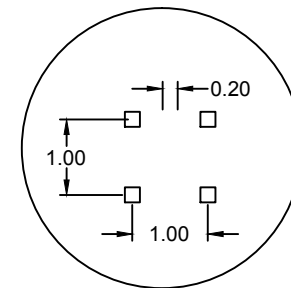
JUMLAH GAMBAR

13



POTONGAN MELINTANG PERENCANAAN PERKUATAN KOMBINASI
MULTIBLOCKS, GEOGRID, DAN CERUCUK (ZONA 2)

SKALA 1:200



POLA PEMASANGAN CERUCUK

SKALA 1:100



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Alternatif 2 (Zona 2)

SKALA

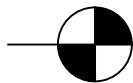
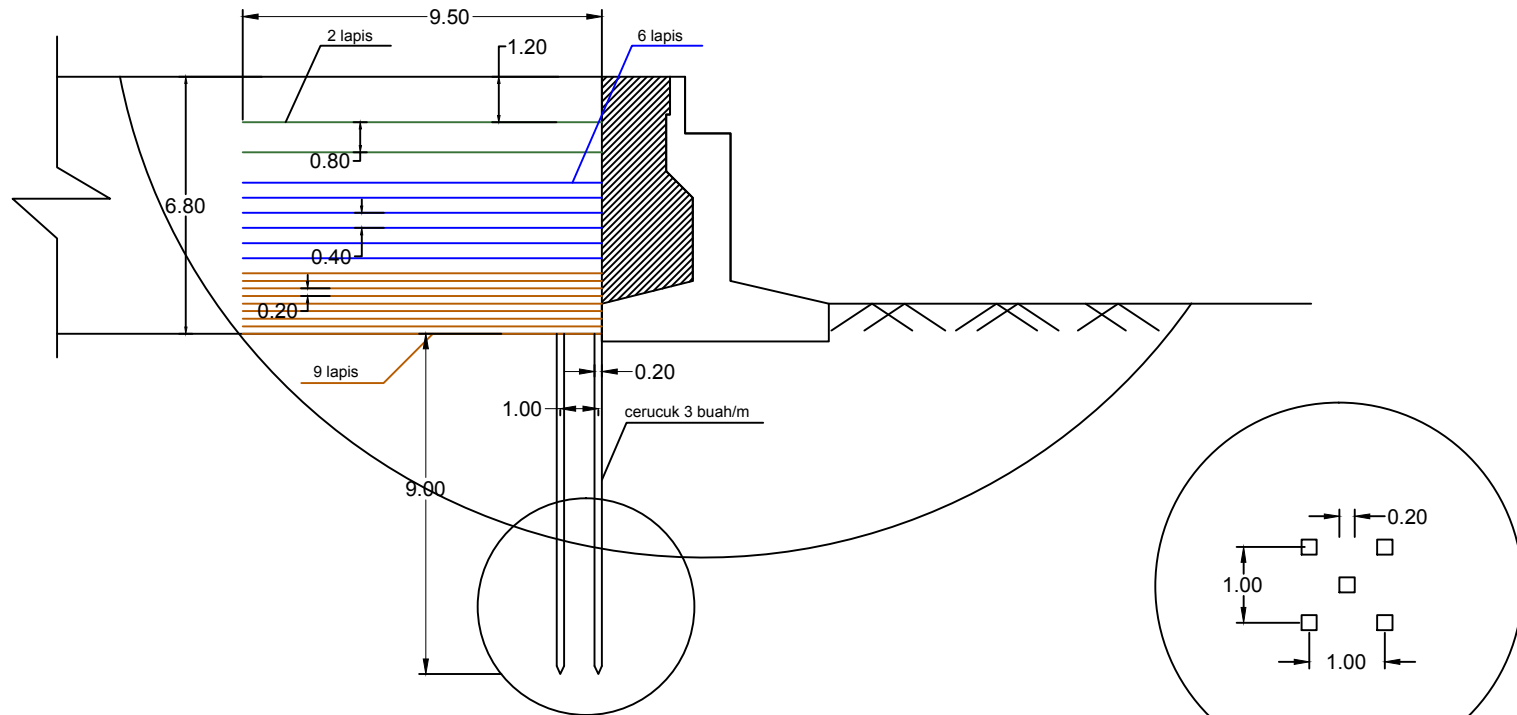
1 : 200

NO. GAMBAR

09

JUMLAH GAMBAR

13



PERENCANAAN PERKUATAN GEOTEXTILE WALL DAN CERUCUK
POTONGAN ARAH MEMANJANG JALAN (ALTERNATIF 2)

SKALA 1:200



POLA PEMASANGAN CERUCUK

SKALA 1:100



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Perkuatan Geotextile Wall dan
Cerucuk

SKALA

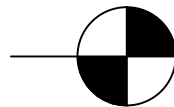
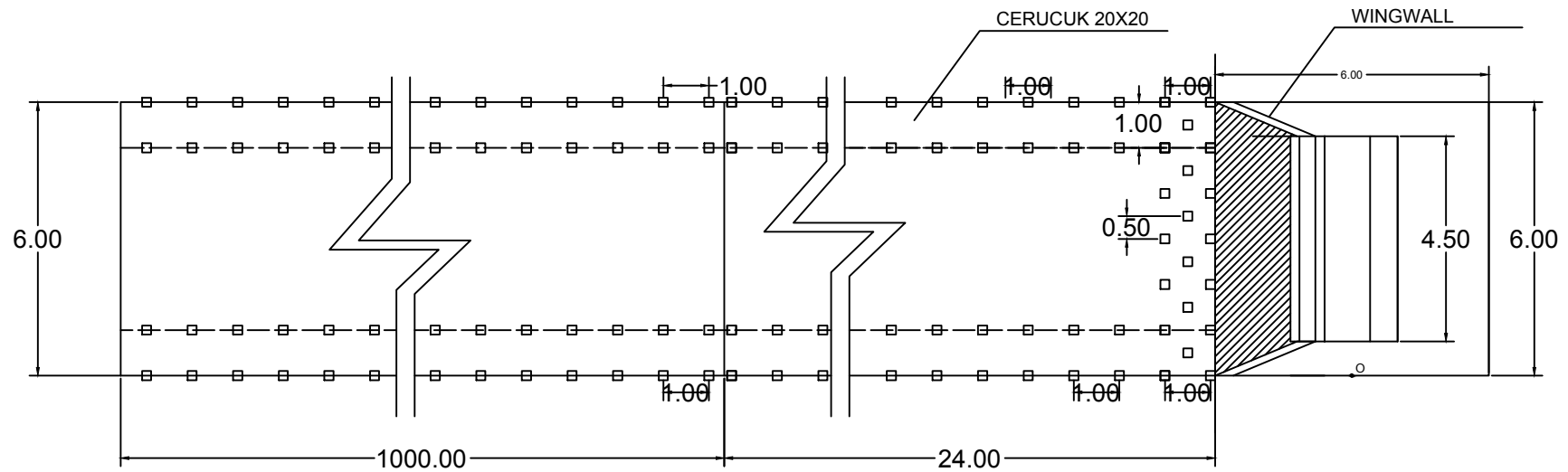
1 : 200

NO. GAMBAR

10

JUMLAH GAMBAR

13



TAMPAK ATAS PEMASANGAN CERUCUK (ALTERNATIF 2)
SKALA 1:150



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Pemasangan Cerucuk pada
Alternatif 2

SKALA

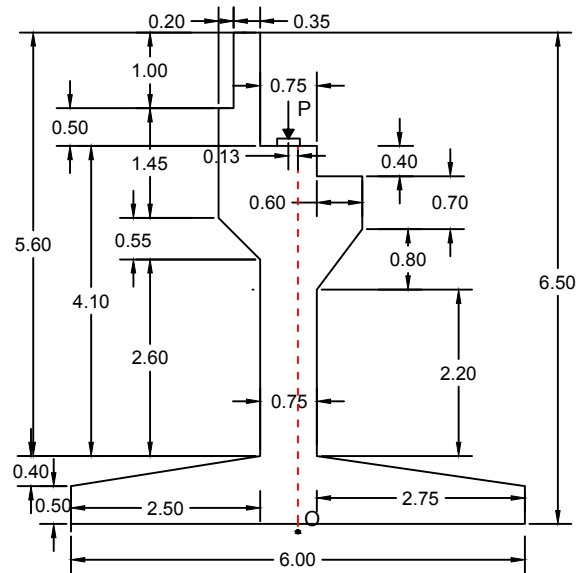
1 : 150

NO. GAMBAR

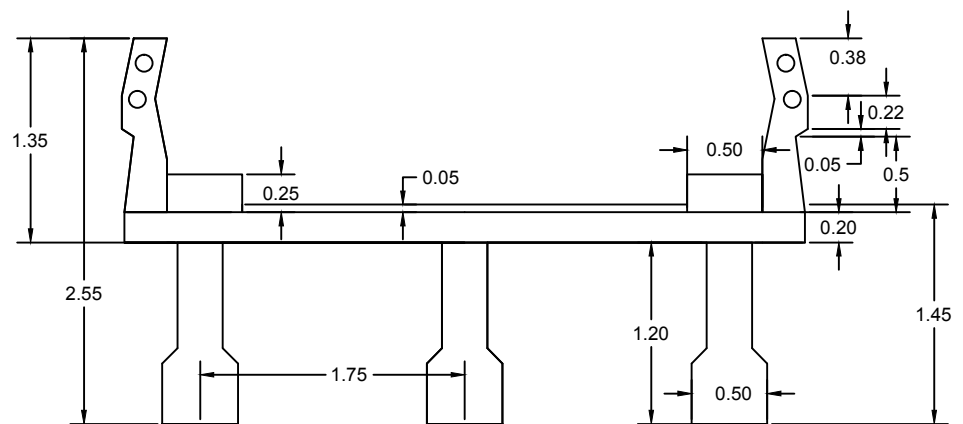
11

JUMLAH GAMBAR

13



PERENCANAAN ABUTMENT JEMBATAN
SKALA 1:100



BANGUNAN ATAS JEMBATAN
SKALA 1:50



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Abutment dan Bangunan Atas
Jembatan

SKALA

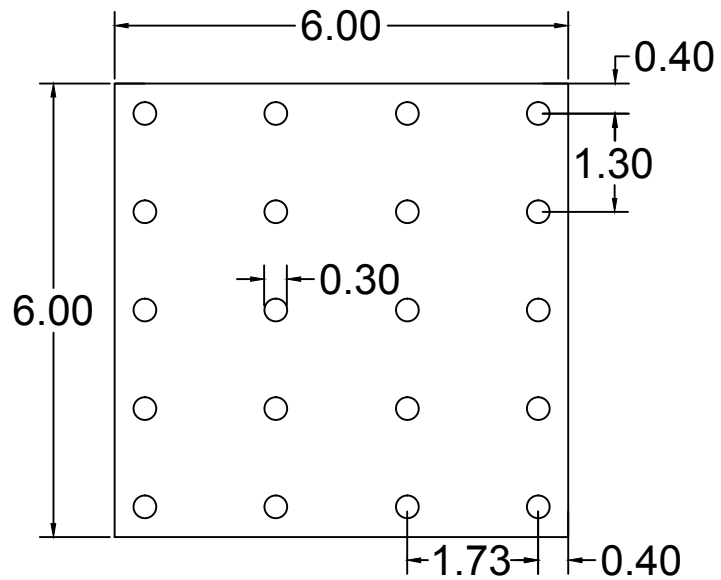
1:100

NO. GAMBAR

12

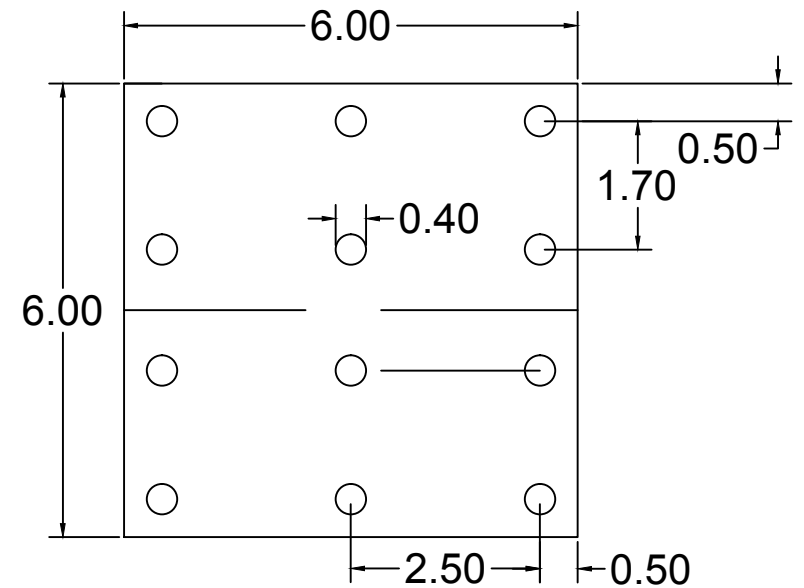
JUMLAH GAMBAR

13



KOMBINASI TIANG PANCANG D30

SKALA 1:100



KOMBINASI TIANG PANCANG D40

SKALA 1: 100



FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

1. Musta'in Arif, S.T.,M.T.
2. Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

NAMA & NRP MAHASISWA

RIF' ATUL UMMAH
3112100064

NAMA GAMBAR

Kombinasi Tiang Pancang pada
Abutment

SKALA

1:100

NO. GAMBAR

13

JUMLAH GAMBAR

13



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**PERENCANAAN ULANG TIMBUNAN OPRIT DAN
ABUTMENT JEMBATAN PLASMA BATU TUGU-
PLASMA TANJUNG KURUNG, PALEMBANG (YANG
MENGALAMI KERUNTUHAN SEBELUMNYA PADA
SAAT PELAKSANAAN)**

RIF' ATUL UMMAH

NRP 3112 100 064

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, S.T., M.T.

Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2016



FINAL PROJECT (RC14-1501)

***RE-DESIGN OPRIT EMBANKMENT AND BRIDGE
ABUTMENT PLASMA BATU TUGU-PLASMA TANJUNG
KURUNG, PALEMBANG (COLLAPSE AT
IMPLEMENTATION)***

RIF' ATUL UMMAH
NRP 3112 100 064

Academic Supervisor
Musta'in Arif, S.T.,M.T.
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc.,Ph.D.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dalam perencanaan Tugas Akhir ini didapatkan beberapa kesimpulan yaitu :

1. Besar Pemampatan yang terjadi pada alternatif 1 yaitu zona 1 = 1,45 m dan zona 2 = 1,24 m. Pada alternatif 2 untuk zona 1 = 1,1 m dan zona 2 = 0,9 m.
2. Didapatkan tinggi timbunan awal pada alternatif 1 yaitu pada zona 1 = 7,2 m dan zona 2 = 6,3 meter. Pada Alternatif 2 didapatkan untuk zona 1 = 6,8 m dan zona 2 = 5,9 m.
3. Waktu yang dibutuhkan untuk mencapai derajat konsolidasi 90% ($U=90\%$) adalah 31,6 tahun. Waktu tersebut sangat lama, sehingga dibutuhkan perencanaan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) untuk percepatan waktu konsolidasi dan didapatkan PVD pola segitiga jarak 1,25 m. Lama *preloading* diberikan sampai pemampatan selesai membutuhkan waktu :
Alternatif 1:
Zona 1 selama 19 minggu, dan zona 2 selama 17 minggu.
Alternatif 2:
Zona 1 selama 17 minggu, dan zona 2 selama 15 minggu.
4. Pada perencanaan perkuatan tanah dengan *geotextile* didapatkan hasil sebagai berikut:
 - Pada Zona 1:
Jarak antar layer = 0,2 meter
Jumlah lapis *geotextile* = 16 lapis (2 rangkap) dan 17 lapis (1 rangkap)
Luas total *geotextile* = 28637 m²
 - Pada Zona 2:
Jarak antar layer = 0,2 meter
Jumlah lapis *geotextile* = 6 lapis (2 rangkap) dan 22 lapis (1 rangkap)

- Pada Alternatif 2:
 Kebutuhan *geotextile* = 17 lapis
 Luas total *geotextile* = 969 m²
 Kebutuhan cerucuk = 3 buah/m
 Panjang cerucuk = 9 meter
- 7. Perencanaan *abutment* dapat dilihat pada Lampiran 11. Hasil perhitungan tiang pancang didapatkan:
 Untuk diameter 30 cm:
 - Jumlah tiang = 20 buah
 - Panjang per tiang = 17 meter
 Untuk diameter 40 cm:
 - Jumlah tiang = 12 buah
 - Panjang per tiang = 16,5 meter
- 8. Dari kedua alternatif perkuatan timbunan dipilih alternatif 1 karena menghasilkan biaya termurah yaitu Rp22.430.170.775,-, sedangkan untuk tiang pancang dipilih diameter 40 cm dengan biaya material Rp91.200.000,-

6.2 Saran

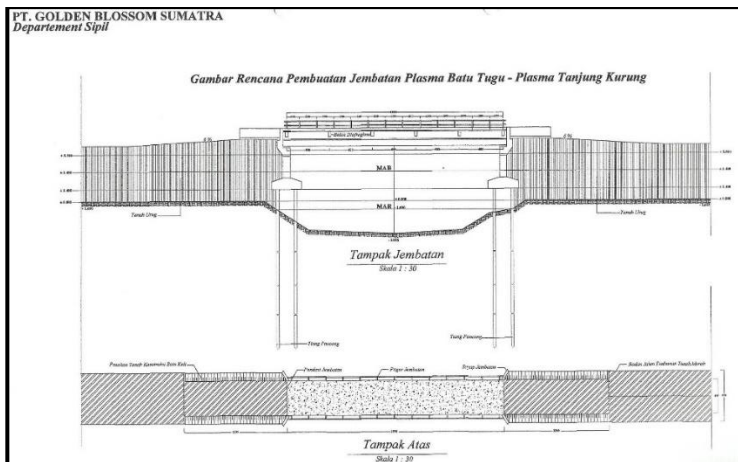
Setelah dilakukan perhitungan dan analisa, penulis memberikan saran yaitu :

1. Pada perencanaan oprit dan *abutment* selanjutnya dapat digunakan turap pada saat pelaksanaan sebagai dinding penahan tanah timbunan oprit agar pekerjaan oprit dan pemancangan pondasi *abutment* dapat dilakukan bersamaan.
2. Perencanaan timbunan sebaiknya mempertimbangkan lokasi di sekitar.
3. Pada perhitungan biaya untuk perencanaan selanjutnya dapat diperhitungkan biaya pelaksanaan.

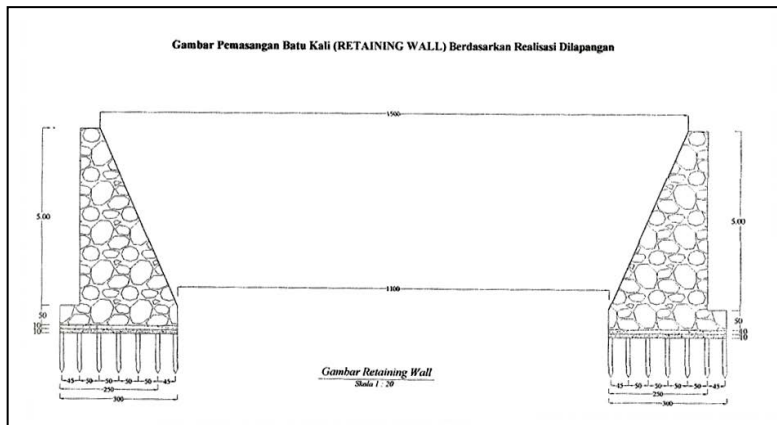


Gambar 1.1 Peta Desa Prambatan, Kecamatan Abab, Kabupaten Muara Enim, Propinsi Sumatera Selatan (Sumber : www.google.com)

Jembatan Plasma Batu Tugu - Plasma Tanjung Kurung mempunyai panjang 25 meter dan lebar 4.5 meter (Gambar 1.2) dengan jenis jembatan beton girder. Tinggi timbunan oprit direncanakan setinggi 6 meter agar jalan tidak terendam ketika tinggi air mencapai kondisi muka air banjir dengan pemasangan batu kali sebagai dinding penahan /*retaining wall* setinggi 5 meter (Gambar 1.3). Jembatan ini menggunakan jenis pondasi tiang pancang direncanakan bentuk persegi ukuran 35 cm x 35 cm panjang 12 meter dengan adanya penyambungan. Pemancangan dilakukan dengan menggunakan *drop hammer* dan ponton (Gambar 1.4).



Gambar 1.2 Tampak Samping dan Denah Rencana Jembatan Panjang 25 m & Lebar 4.50 m



Gambar 1.3 Retaining Wall di tepi Timbunan Jalan 5 m
(Sumber : PT. GBS)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pengambilan Data Tanah

Data tanah merupakan data yang diperoleh dari hasil penyelidikan lapangan dan hasil tes laboratorium. Salah satu tes penyelidikan tanah di lapangan yaitu menggunakan tes boring dan SPT (*Standart Penetration Test*). Pengambilan *sample* data tanah dilakukan di beberapa titik pada beberapa kedalaman untuk mengetahui jenis dan pengetesan parameter tanah di laboratorium. Dalam menentukan jenis dan parameter tanah untuk perencanaan perlu dilakukan analisa dengan pembuatan stratigrafi dan pemilihan dengan metode statistik.

2.2 Analisa Parameter Tanah

2.2.1 Pembuatan stratigrafi

Stratigrafi tanah dibuat untuk mengetahui kondisi tanah dasar di lokasi pembangunan. Sebelum membuat stratigrafi tanah, perlu dilakukan pendekatan statistik sederhana terhadap data-data tanah yang dimiliki. Pendekatan statistik yang digunakan adalah dengan pengambilan keputusan berdasarkan koefisien varian (CV) dari suatu distribusi nilai parameter tanah.

Beberapa persamaan statistik yang digunakan antara lain (ITS,1998) :

- Rata –rata

$$\bar{X} = \frac{\sum_{n=1}^1 X}{n} \quad [2.1]$$

- Standar Deviasi

$$STD = \sqrt{\frac{\sum (x-U)^2}{n}} \quad [2.2]$$

- Koefisien Varian

$$CV = \frac{STD}{U} \times 100\% \quad [2.3]$$

Dimana distribusi sebaran suatu nilai dapat diterima jika harga koefisien varian (CV) dari sebaran tersebut bernilai lebih kecil atau sama dengan 30%. Apabila nilai koefisien varian (CV) lebih besar dari pada 30%, maka perlu dilakukan pembagian layer

2.3 Permasalahan Pembangunan Konstruksi di Atas Tanah Lunak

Tanah lempung merupakan jenis tanah lunak yang kurang menguntungkan untuk digunakan sebagai lapisan tanah dasar pondasi, karena daya dukung tanah ini sangat rendah dan memiliki kemampumampatan tinggi. Tanah lunak atau sangat lunak memiliki daya dukung sangat rendah, yang menyebabkan tanah tidak mampu mendukung tinggi timbunan rencana beserta beban lalu lintasnya, sehingga memerlukan perbaikan tanah dasar yang cukup.

2.4 Pemampatan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

2.4.1 Besar konsolidasi

2.4.1.1 Besar konsolidasi penimbunan langsung

Penimbunan timbunan setinggi H di atas tanah lunak akan menyebabkan terjadinya penambahan tegangan pada tanah dasar sehingga mengakibatkan adanya konsolidasi. Terdapat dua jenis konsolidasi berdasarkan tegangan yang diakibatkan, yaitu :

1. Tanah terkonsolidasi secara normal, *Normally Consolidated Soil* (NC-Soil), di mana tegangan *overburden* efektif pada saat ini adalah merupakan tegangan maksimum yang pernah dialami tanah tersebut.
2. Tanah terkonsolidasi lebih, *Over Consolidated Soil* (OC-Soil), di mana tegangan *overburden* efektif saat ini adalah lebih kecil daripada tegangan yang pernah dialami oleh tanah yang bersangkutan sebelumnya.

Tanah disebut sebagai NC-Soil atau OC-soil tergantung dari harga *Over Consolidation Ratio* (OCR), yang didefinisikan dengan persamaan berikut ini:

$$OCR = \frac{\sigma_c'}{\sigma_o'} \quad [2.6]$$

di mana:

σ_c' = *effective past overburden pressure*

σ_o' = *effective overburden pressure*

NC-Soil mempunyai harga $OCR = 1$ dan OC soil mempunyai harga $OCR > 1$.

- H_1, H_2, \dots, H_n = tebal lapisan-lapisan tanah lempung yang mengalami pemampatan.
 $C_{v1}, C_{v2}, \dots, C_{vn}$ = harga C_v untuk masing-masing lapisan tanah yang bersangkutan.

Tabel 2.3 Variasi Faktor Waktu Terhadap Derajat Konsolidasi

Derajat Konsolidasi U%	Faktor Waktu Tv
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	-

(sumber: Braja M. Das, 1985)

2.5 Percepatan Waktu Konsolidasi dengan *Vertical Drain*

Lamanya waktu konsolidasi disebabkan oleh lapisan tanah lunak yang tebal sehingga menyebabkan lamanya proses keluarnya aliran air pori secara vertikal. Untuk mempercepat proses konsolidasi maka diperlukan suatu metode *vertical drain*. Salah satu penerapan metode *vertical drain* yaitu dengan menggunakan *Prefabricated Vertical Drain (PVD)*.

2.5.1 Percepatan waktu konsolidasi dengan PVD

Penentuan waktu konsolidasi didasarkan teori aliran pasir vertikal menurut Barron (1948), menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi linier satu dimensi. Penentuan waktu konsolidasi dari teori Barron (1948) adalah :

$$t = \left(\frac{D^2}{8 \cdot C_h} \right) F(n) \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - U_h} \right) \quad [2.21]$$

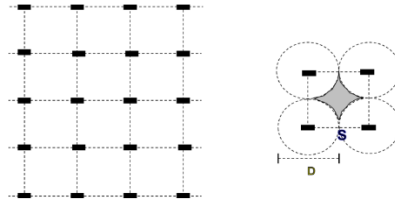
dimana :

t = waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer

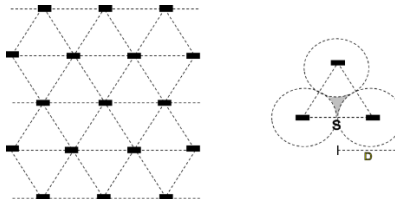
D = diameter *equivalen* dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh PVD

Harga $D = 1,13 \times s$ untuk pola susunan bujur sangkar (Gambar 2.4)

Harga $D = 1,05 \times s$ untuk pola susunan segitiga (Gambar 2.5)



Gambar 2.4 Pola Susunan PVD Bujur Sangkar
(sumber : Mochtar, 2000)



Gambar 2.5 Pola Susunan PVD Segitiga
(sumber : Mochtar, 2000)

C_h = koefisien konsolidasi tanah horisontal
= $(k_h/k_v) \cdot C_v$

K_h/k_v = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah dasar arah horizontal dan vertikal, untuk tanah lempung yang jenuh air, harga (k_h/k_v) berkisar antara 2 sampai 5.
(sumber : Mochtar, 2000)

$F(n)$ = faktor hambatan yang disebabkan karena jarak antara PVD

Oleh Hansbo (1979) dalam Mochtar (2000) harga $F(n)$ didefinisikan sebagai berikut :

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[\ln(n) - \left(\frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right) \right] \quad [2.22]$$

Atau :

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[\ln(n) - 3/4 - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right] \quad [2.23]$$

Dimana :

$$a = \frac{1.781 - Tv}{0.933} \quad [2.28]$$

$$\pi = 3.14$$

- Untuk U_v antara 0 s/d 60% :

$$U_v = \left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \quad [2.29]$$

- Derajat konsolidasi rata-rata U dapat dicari dengan cara :

$$U = [1 - (1 - U_h)(1 - U_v)] \times 100\% \quad [2.30]$$

2.6 Daya Dukung Tanah Dasar

Pada Sub bab 2.3 telah disebutkan bahwa permasalahan pada tanah lunak yaitu memiliki daya dukung yang rendah. Apabila tanah dasar tidak mampu untuk menerima beban di atasnya maka diperlukan perkuatan untuk meningkatkan daya dukung tanah dasar. Perkuatan yang dapat digunakan untuk meningkatkan daya dukung tanah diantaranya yaitu perkuatan dengan *geotextile*, *micropile*, atau kombinasi *multiblocks* dan *geogrid*. Sebelum menghitung perkuatan, perlu diketahui tinggi timbunan yang mampu ditahan oleh tanah dasar atau bisa disebut tinggi kritis (H_{cr}).

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya pada Sub bab 2.4.1.2 bahwa penimbunan di lapangan dilakukan secara bertahap, maka perlu dihitung peningkatan daya dukung akibat penambahan beban timbunan bertahap dimana umur timbunan tidak sama setiap pentahapannya.

2.6.1 Penentuan tinggi timbunan kritis (H_{cr})

Penentuan tinggi timbunan kritis (H_{cr}) dapat ditentukan dengan *trial* menggunakan program bantu, salah satunya *XSTABL*. Tinggi timbunan kritis juga dapat dihitung menggunakan rumus empiris:

$$H_{cr} = \frac{c.N_c}{SF \cdot \gamma_{timb}} \quad [2.31]$$

2.6.2 Perkuatan tanah dengan *geotextile*

2.6.2.1 *Geotextile* sebagai perkuatan

Perencanaan *geotextile* sebagai perkuatan tergantung pada besar peningkatan momen perlawanan (ΔM_R) yang

[2.45]

- Untuk tanah miring adalah:

$$K_a = \left(\frac{\cos Q}{1 + \sqrt{\frac{\sin Q \sin(Q+\delta)}{\cos \delta}}} \right)^2 \quad [2.46]$$

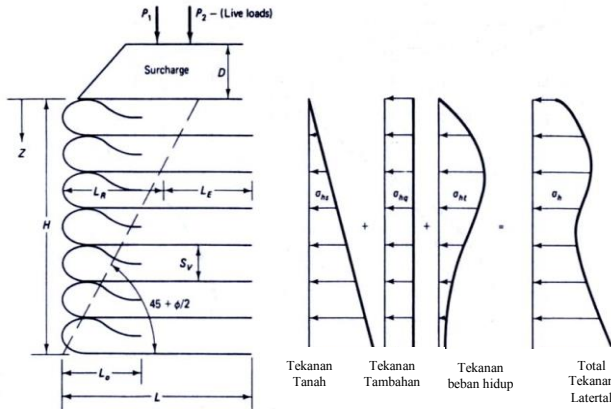
Dimana:

Q = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

Dalam kasus tekanan lateral pasif, kohesi (lekatan antar butiran tanah) mempunyai pengaruh memperbesar tekanan pasif tanah sebesar $2c\sqrt{K_a}$, sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H + 2 \times c \times \sqrt{K_p} \quad [2.47]$$



Gambar 2.10 Prinsip Beban yang Bekerja pada *Geotextile Wall*

Jarak Vertikal pemasangan geotextile (S_v) :

$$\sigma_{HZ} \times S_v \times 1 = \frac{T_{ALL}}{SF} \rightarrow S_v = \frac{T_{ALL}}{SF \times \sigma_{HZ} \times 1} \quad [2.48]$$

Dimana : σ_{HZ} = tegangan horisontal pada kedalaman Z

Tambahan ΔM_R tersebut merupakan tambahan momen penahan yang ditimbulkan oleh adanya cerucuk, sehingga jumlah cerucuk yang dibutuhkan (n), adalah:

$$n \times P_{\max 1 \text{ cerucuk}} \times R = (SF_{\text{yang diinginkan}} - SF_{\text{yang ada}}) \times M_D$$

$$n = \frac{(SF_{\text{yang diinginkan}} - SF_{\text{yang ada}}) \times M_D}{P_{\max 1 \text{ cerucuk}} \times R} \quad [2.68]$$

2.6.4 Perkuatan tanah dengan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid*

Pada perkuatan tanah menggunakan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid*, *multiblocks* berfungsi sebagai dinding penahan dengan *geogrid* sebagai perkuatan. *Geogrid* berguna untuk mempermudahposisi *multiblocks* untuk dapat saling *interlock* menjadi suatu kesatuan sehingga tercipta stabilitas struktur. Perhitungan kebutuhan *geogrid* dapat menggunakan prinsip perhitungan *geotextile wall* dengan tambahan gaya penahan dari berat *multiblocks* itu sendiri. Contoh Pemasangan ditampilkan pada Gambar 2.15

Gambar 2.15 Contoh Pemasangan *Multiblocks* dan *Geogrid*



(Sumber: Brosur PT. Multibangun Rekatama Patria)

2.7 Peningkatan Daya Dukung Tanah

Sebagai akibat penimbunan bertahap menyebabkan terjadinya konsolidasi pada suatu lapisan tanah, maka lapisan yang bersangkutan menjadi lebih padat yang berarti kekuatan tanah juga meningkat sebagai akibat kenaikan harga C_u (undrained shear strength). Maka dari itu perlu dihitung adanya peningkatan daya

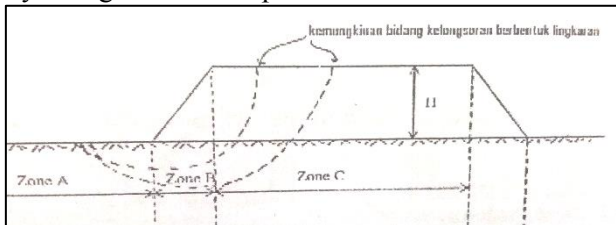
Tabel 2.11 Contoh Perhitungan Tegangan Vertikal efektif

Tahapan penimbunan tanah asli 0,0 m	Umur (minggu)	Derajat kejenuhan U_i	Δp_i pada U_i %
0 - 0,60 m	10	100 %	$p'_{o'}$
0,60 - 1,20 m	9	97,2 %	$\left(\frac{\sigma'_1}{p'_o}\right)^{0,972} p'_o - p'_{o'}$
1,20 - 1,80 m	8	94,3 %	$\left(\frac{\sigma'_2}{p'_1}\right)^{0,960} \sigma'_1 - \sigma'_1$
1,80 - 2,40 m	7	91,9 %	$\left(\frac{\sigma'_3}{p'_2}\right)^{0,943} \sigma'_2 - \sigma'_2$
2,40 - 3,0 m	6	88,5 %	$\left(\frac{\sigma'_4}{p'_3}\right)^{0,919} \sigma'_3 - \sigma'_3$
3,0 - 3,6 m	5	83,7 %	$\left(\frac{\sigma'_5}{p'_4}\right)^{0,9885} \sigma'_4 - \sigma'_4$
3,6 - 4,20 m	4	76,7 %	$\left(\frac{\sigma'_6}{p'_5}\right)^{0,837} \sigma'_5 - \sigma'_5$
4,20 - 4,80 m	3	66,7 %	$\left(\frac{\sigma'_7}{p'_6}\right)^{0,767} \sigma'_6 - \sigma'_6$
4,80 - 5,40 m	2	66,7 %	$\left(\frac{\sigma'_8}{p'_7}\right)^{0,667} \sigma'_7 - \sigma'_7$
5,0 - 6,0 m	1	52,4 %	$\left(\frac{\sigma'_9}{p'_8}\right)^{0,542} \sigma'_8 - \sigma'_8$
Catatan : $\sigma'_{i+1} = \sigma'_i + \Delta p_i$			$\Sigma = \sigma'_{H=0, \text{dasar}}$
			10
			$= p'_o + \Sigma \Delta p_{\text{isi}}$ $i = 1$

(Sumber: Mochtar, 2012)

2.8 Perhitungan Stabilitas Timbunan Setelah Pemampatan

Seperti telah disebutkan sebelumnya bahwa stabilitas timbunan dapat dihitung berdasarkan program Xstabl atau sejenisnya dengan asumsi seperti Gambar 2.16.



Gambar 2.16 Pembagian Zona Kekuatan Tanah

(Sumber: Mochtar, 2012)

Dimana:

Zona A = Tanah dalam kondisi masih asli, $Cu = Cu$ asli

Zona B = Zona transisi $Cu \text{ di } B = \frac{Cu_{di A} + Cu_{di C}}{2}$

Zona C = Tanah terkonsolidasi di bawah timbunan H, Cu baru dihitung seperti pada Sub bab 2.7.

2.9 Perencanaan *Abutment* Jembatan

2.9.1 Pembebanan *abutment* jembatan

Pembebanan dalam desain mengikuti RSNI T-02-2005 tentang Standar Pembebanan untuk Jembatan.

Beban dari pelat lantai jembatan diteruskan kepada abutment melalui perletakan. Beban vertikal maksimum pada perletakan dipadatkan dari analisa perhitungan pelat lantai jembatan. Dari perhitungan pembebanan tersebut dapat ditentukan jenis pondasi yang cocok untuk abutment dan juga tipe perletakan yang akan digunakan.

Beban horizontal pada abutment diakibatkan oleh beban angin, efek temperatur, rangkai (*creep*), beban pengereman lalu lintas dan pemasangan tembok pelindung jembatan (parapet). Beban sentrifugal juga dapat disebabkan apabila jari-jari lengkungan jalan pada jalan kurang dari 1000 meter. Beban longitudinal yang berasal dari efek temperatur pada pelat lantai akan bergantung pada jenis perletakan yang digunakan. Perletakan elastomer pada umumnya dipasang dengan merekatkan pelat lantai dan ujung abutment sehingga elastomer tersebut dapat berubah bentuk ketika pelat lantai berdeformasi. Gaya longitudinal yang dihasilkan oleh deformasi tersebut harus sesuai dengan kekakuan geser dari perletakan dan besarnya gerakan yang terjadi.

Pada sisi lain, geser yang terjadi pada perletakan akan menghasilkan beban longitudinal yang sebanding dengan reaksi beban mati dan koefisien friksi antara geser permukaan. Koefisien friksi (μ) nilainya bervariasi antara 0,01 sampai 0,08 tergantung tipe perletakan dan kuat tekan perletakan. (Childs, 1993).

Jenis beban yang akan diperhitungkan dalam pembebanan antara lain.

$$F \leq \frac{f \cdot W}{\Sigma H}; F = 1,5 \quad [2.72]$$

Dimana:

f = koefisien gesek antara beton dengan tanah = 0,6

W = beban vertikal yang bekerja pada dinding yaitu berat sendiri abutment, berat tanah dan beban struktur bangunan beton

$W = W_{\text{total}} + R_D$

W_{total} = berat sendiri abutment dan berat tanah diatas abutment

R_D = beban struktur bangunan atas yang dipikul oleh abutment (reaksi di perletakan)

$$\Sigma H = E_{a1} + E_{a2} + E_{w1} + E_{w2} \quad [2.73]$$

b. Kontrol penurunan

c. Kontrol guling

Kontrol guling tidak perlu dilakukan apabila kontrol geser dan kontrol penurunan sudah memenuhi syarat. Untuk menganalisa kontrol guling kita harus menemukan satu titik acuan. Titik acuan dapat diambil dengan melihat bagian terluar dari pangkal *abutment*. Titik tersebut kemudian dinamakan sebagai titik pusat guling. Langkah selanjutnya adalah menghitung momen penahan dan momen guling. Kontrol guling lalu dihitung dengan menguraikan persamaan sebagai berikut.

$$Syarat = \frac{\Sigma \text{Momen penahan}}{\Sigma \text{Momen guling}} \geq 2,2 \quad [2.74]$$

2.10 Perumusan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang

Secara umum perumusan kapasitas daya dukung tiang pancang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{\text{ult}} = Q_s + Q_p \quad [2.75]$$

di mana:

Q_{ult} = Daya dukung *ultimate* pondasi tiang pancang

Q_s = Gesekan sepanjang keliling tiang pancang (*friction*).

Q_p = Daya dukung ujung tiang pancang (*end bearing capacity*)

BAB V

PERENCANAAN DAN PEMILIHAN ALTERNATIF

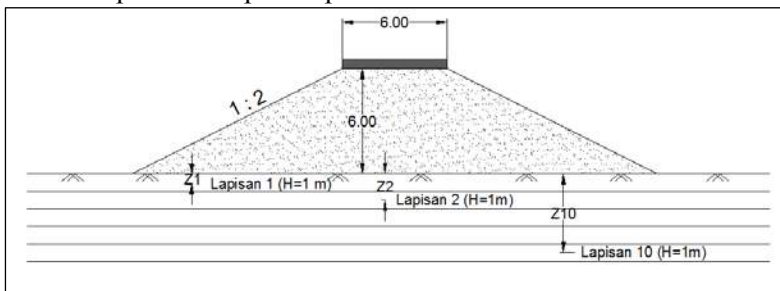
5.1 Perhitungan Besar Pemampatan (S_c) dan Tinggi Timbunan Awal ($H_{initial}$)

5.1.1 Alternatif 1 (timbunan miring)

Suatu lapisan tanah dianggap mudah memampat apabila lapisan tanah tersebut berupa tanah lempung atau lanau dengan rentang konsistensi sangat lunak sampai dengan menengah (*very soft to medium stiff soil*).

Timbunan oprit direncanakan untuk sebelum dan sesudah sungai memiliki ketinggian yang sama. Dari profil lapisan tanah dasar yang ditunjukkan pada Bab IV, dapat diketahui kedalaman tanah asli yang direncanakan untuk sebelum dan sesudah sungai adalah 10 meter yang merupakan lapisan *medium stiff* dengan SPT = 10. Maka, perhitungan besar *settlement* harus ditinjau sampai kedalaman 10 meter (*compressible soil*).

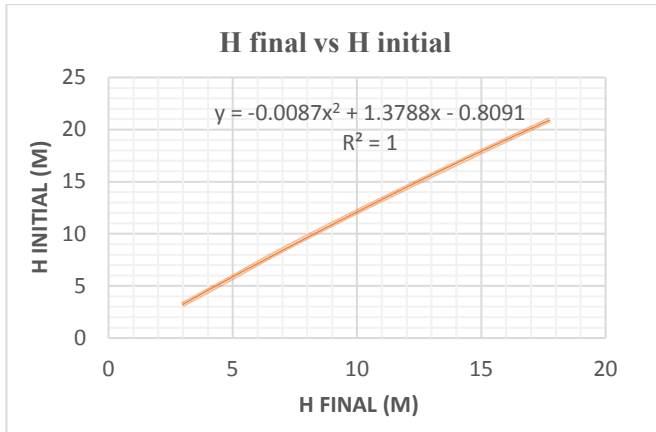
Tanah dasar dibagi dalam lapisan-lapisan dengan ketebalan $H=1$ m seperti ditampilkan pada Gambar 5.1



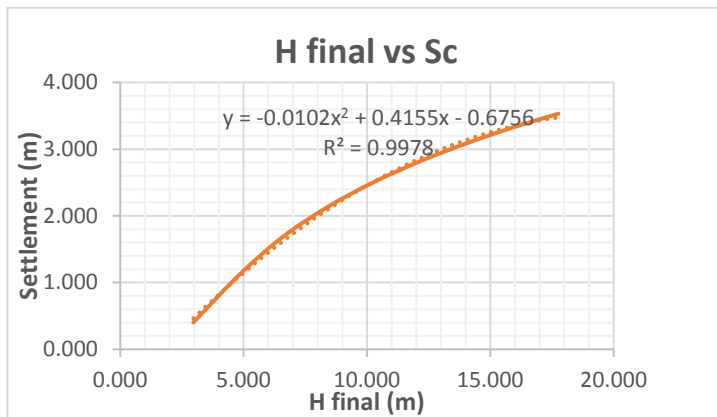
Gambar 5.1 Pembagian Lapisan Tanah Dasar Setiap 1m

Untuk mendapatkan nilai $H_{initial}$ dilakukan perhitungan pemampatan konsolidasi akibat variasi pemberian beban timbunan (q), beban merata *pavement* jalan, dan beban *traffic*. Variasi beban timbunan yang diberikan yaitu:

$$h \text{ timbunan} = 3 \text{ m} \rightarrow q = 3 \times \gamma_{\text{timb}} = 5.4 \text{ t/m}$$



Gambar 5.2 Grafik Hubungan H_{final} dengan $H_{initial}$ (Alternatif 1)



Gambar 5.3 Grafik Hubungan H_{final} dengan *Settlement* (Alternatif 1)

Dari grafik-grafik di atas dapat ditentukan $H_{inisial}$ dan *settlement* yang terjadi dengan H_{final} yaitu:

1. Pada zona 1 ($H_{final} = 6$ meter)
 $H_{inisial} = 7,2$ m dan *settlement* = 1,45 m
2. Pada zona 2 ($H_{final} = 5,3$ meter)
 $H_{inisial} = 6,3$ m dan *settlement* = 1,24 m

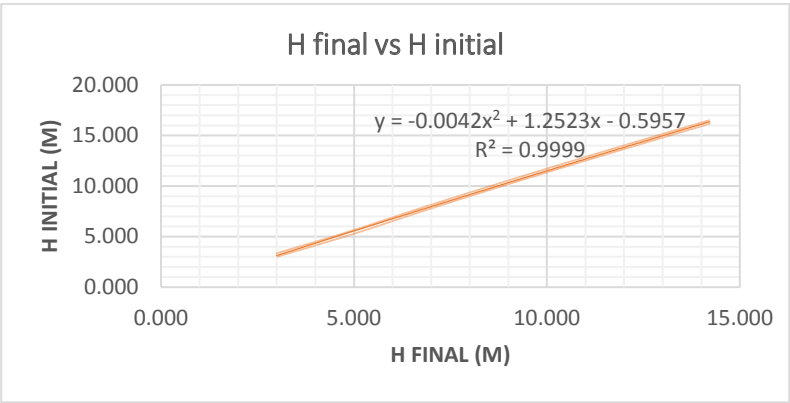
5.1.2 Alternatif 2 (timbunan tegak)

Untuk perhitungan tinggi timbunan awal dan *settlement* pada alternatif 2 sama seperti langkah pada sub bab 5.1.1. Perhitungan perubahan tegangan akibat beban timbunan digunakan grafik pada Gambar 2.2. Hasil perhitungan besar timbunan awal dan *settlement* akibat timbunan, *traffic*, dan *pavement* ditampilkan pada Tabel 5.2

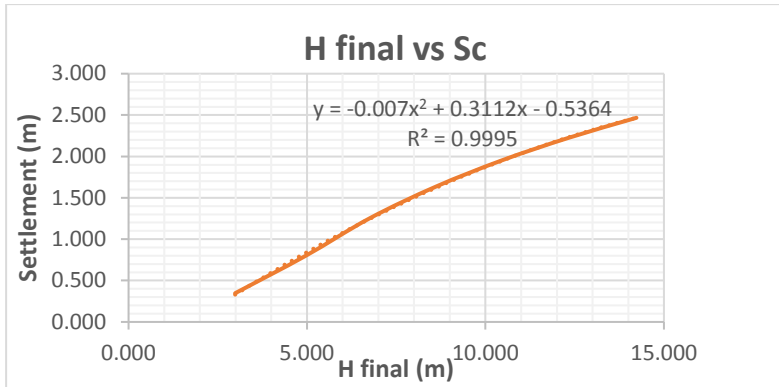
Tabel 5.2 Hasil Perhitungan $H_{initial}$, $H_{Bongkar\ Traffic}$ dan H_{final}
Alternatif 2

q timb	Sc akibat q timb	H initial	H bongkar Traffic	Tebal Pavement	Sc akibat pavement	H final	Sc total
t/m2	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Direncanakan	Perhitungan	(A+B)/yt	Grafik	Direncanakan	Perhitungan	C-B-D+E-F	B+F
A	B	C	D	E	F	G	H
5.4	0.289	3.160	0.278	0.450	0.058	2.986	0.347
9	0.749	5.416	0.111	0.450	0.049	4.957	0.798
12.6	1.212	7.673	0.111	0.450	0.041	6.759	1.253
16.2	1.597	9.887	0.111	0.450	0.035	8.594	1.632
19.8	1.920	12.067	0.111	0.450	0.032	10.454	1.952
23.4	2.198	14.221	0.111	0.450	0.028	12.334	2.226
27	2.443	16.357	0.111	0.450	0.024	14.229	2.467

(Sumber: Hasil Analisis)



Gambar 5.4 Grafik Hubungan H_{final} dengan $H_{initial}$ (Alternatif 2)



Gambar 5.5 Grafik Hubungan H_{final} dengan *Settlement* (Alternatif 2)

Dari grafik-grafik di atas dapat ditentukan $H_{inisial}$ dan *settlement* yang terjadi dengan H_{final} yaitu:

3. Pada zona 1 ($H_{final} = 6$ meter)
 $H_{inisial} = 6,8$ m dan *settlement* = 1,1 m
4. Pada zona 2 ($H_{final} = 5,3$ meter)
 $H_{inisial} = 5,9$ m dan *settlement* = 0,9 m

Perhitungan tinggi timbunan awal dan *settlement* untuk timbunan tegak ditampilkan pada Lampiran 3.

5.2 Perencanaan Perbaikan Tanah dengan PVD

5.2.1 Perhitungan waktu konsolidasi (t)

Waktu konsolidasi (t) dihitung dengan Persamaan 2.19. Berikut adalah contoh perhitungan untuk tanah dasar sebelum sungai:

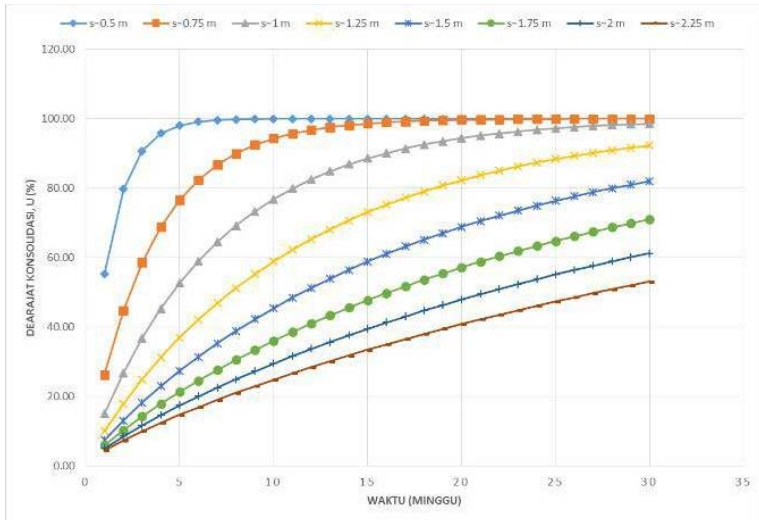
$$t = \frac{T_v H_{dr}^2}{C_v}$$

dengan:

$$T_v = 0,848 \text{ (Tabel 2.3)}$$

$$H_{dr} = 10 \text{ meter}$$

$$C_v = \frac{H_1 + H_2 + \dots + H_n^2}{\left(\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right)^2} \text{ (Persamaan 2.20)}$$



Gambar 5.6 Grafik Hubungan Derajat Konsolidasi (U) dengan Waktu Timbunan dengan PVD Pola Segiempat

Dari Gambar 5.6 didapat jarak antar PVD pola segiempat yang dipakai adalah 1 m.

5.2.2.2 Perencanaan PVD dengan pola segitiga

Berikut adalah contoh perhitungan perencanaan PVD pola segi empat untuk sisi sebelum sungai dengan jarak $S = 1$ m:

- Menghitung Fungsi Hambatan PVD ($F(n)$) menggunakan Persamaan 2.23 atau Persamaan 2.24.

D = diameter ekuivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari *vertical drain*.

$$= 1,05 \times S \text{ (Lampiran 1)}$$

$$= 1,05 \times 1$$

$$= 1,05 \text{ m}$$

$$dw = 2(a+b)/\pi$$

$$= 2(100+3)/\pi$$

$$= 51,5 \text{ mm}$$

$$n = D/dw$$

$$= 1,05 \text{ m} / 0,0515 \text{ m}$$

$$= 2 \times 0,000000085 \text{ m}^2/\text{detik}$$

$$= 0,00000017 \text{ m}^2/\text{minggu}$$

$$U_h = \left[- \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{tx8xCh}{D^2x2xFn} \right)}} \right) \right]$$

$$= \left[- \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{1 \times 604800 \times 8 \times 0,00000017}{105^2 \times 2 \times 2 \times 265} \right)}} \right) \right]$$

$$= 0,152$$

- Menghitung Derajat Konsolidasi rata-rata (Urata-rata) dengan PVD menggunakan Persamaan 2.30

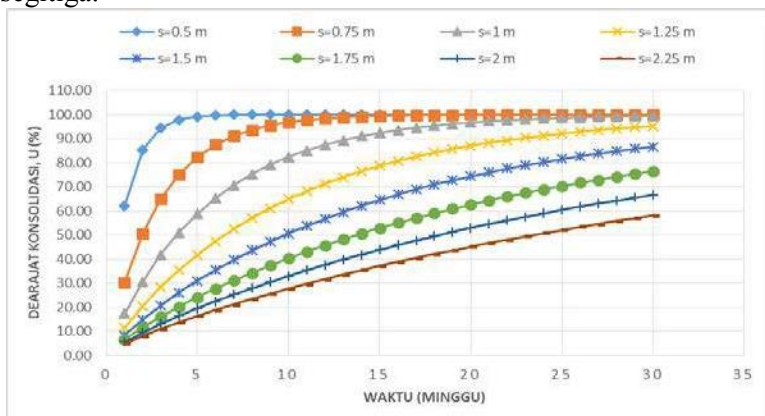
$$U \text{ rata-rata} = (1 - (1 - U_h) \times (1 - U_v)) \times 100\%$$

$$= (1 - (1 - 0,152) \times (1 - 0,0256)) \times 100\%$$

$$= 17,37 \%$$

Perhitungan diatas dilakukan untuk seluruh jarak PVD (S). Hasil perhitungan derajat konsolidasi rata-rata (U) untuk pola segitiga pada setiap S ditampilkan pada Lampiran 4.

Pada Gambar 5.7 ditampilkan grafik hubungan waktu dengan derajat konsolidasi dengan menggunakan PVD pola segitiga.



Gambar 5.7 Grafik Hubungan Derajat Konsolidasi (U) dengan Waktu Timbunan dengan PVD Pola Segitiga

Dari Gambar 5.7 didapat jarak antar PVD pola segitiga yang dipakai adalah 1,25 m.

Jadi, PVD yang dipakai adalah menggunakan pola segitiga dengan jarak 1,25 m, karena jarak yang lebih besar menghasilkan kuantitas yang lebih sedikit, yang mengakibatkan biaya yang lebih sedikit pula.

5.3 Alternatif Perencanaan Perkuatan Geotextile (Alternatif 1)

Seperti yang telah dijelaskan pada Sub bab 2.6 bahwa sebelum merencanakan perkuatan perlu diketahui terlebih dahulu tinggi H_{kritis} dan peningkatan Cu akibat penimbunan bertahap.

5.3.1 Penentuan tinggi timbunan kritis (H_{cr})

Tinggi timbunan kritis (H_{cr}) yaitu tinggi timbunan yang masih mampu dipikul oleh tanah dasar agar timbunan tidak mengalami kelongsoran. Berikut hasil perhitungan H_{kritis} timbunan dengan Persamaan 2.31 yaitu:

$SF = 1,4$ (Berdasarkan Tabel 2.4)

$N_c = 5,956$ (Interpolasi dari Tabel 2.8)

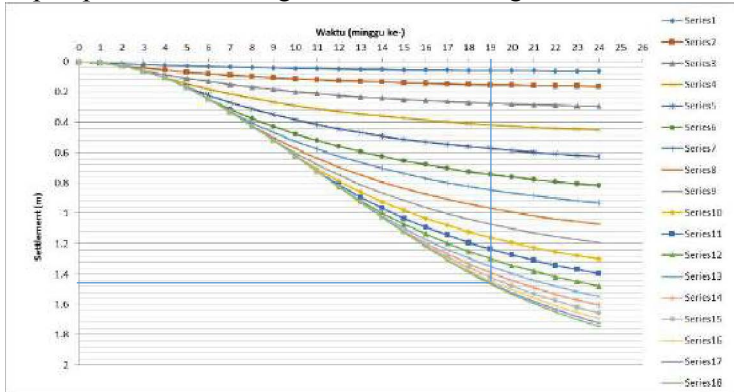
$$H_{cr} = \frac{c N_c}{SF \gamma_{timb}}$$

$$H_{cr} = \frac{m}{m}$$

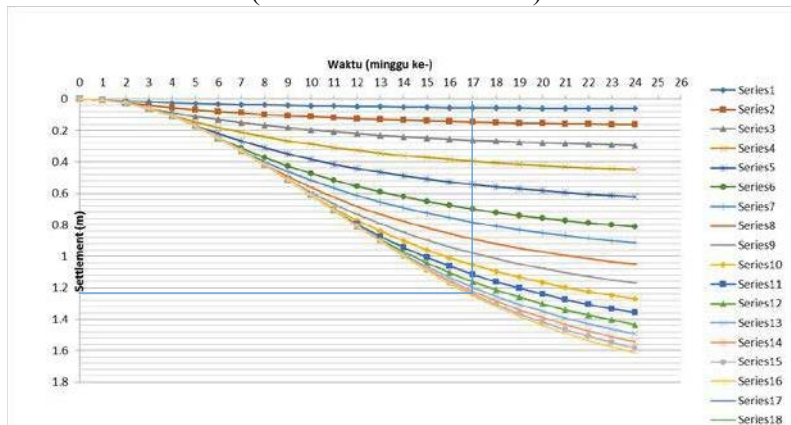
Dengan penimbunan bertahap setiap 0,4 meter/minggu, didapatkan waktu 6 minggu untuk mencapai tinggi timbunan setinggi H_{kritis} . Nilai Cu diasumsikan meningkat setelah tanah diberi beban timbunan setinggi H_{kritis} , maka perlu dihitung berapa besar peningkatan Cu selama 6 minggu. Untuk tahap berikutnya, daya dukung tanah dasar harus cukup kuat menahan timbunan berikutnya, untuk itu harus dilakukan pengecekan daya dukung tanah terlebih dahulu.

5.3.3 Pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap

Pemampatan akibat penimbunan bertahap dihitung dengan Persamaan 2.16, Persamaan 2.17, dan Persamaan 2.18 yang selanjutnya didapatkan gambar grafik hubungan antara waktu atau tahapan penimbunan dengan *Settlement* sebagai berikut :

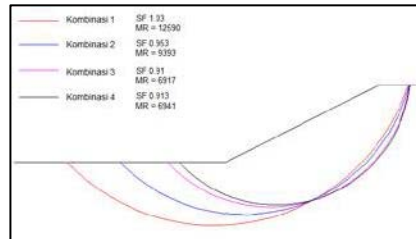


Gambar 5.8 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 1 (Alternatif 1).
(Sumber: Hasil Analisis)

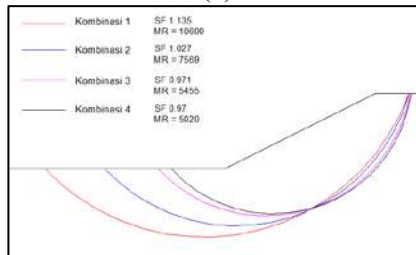


Gambar 5.9 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 2 (Alternatif 1).
(Sumber: Hasil Analisis)

Dari seluruh hasil analisis tersebut, diperoleh gambar kelongsoran untuk timbunan oprit pada zona 1 dan zona 2 pada Gambar 5.11.



(a)



(b)

Gambar 5.11 Gambar Hasil Analisis Kelongsoran a) zona 1; b) zona 2 pada Alternatif 1

Karena SF terkritik dari kedua zona tersebut kurang dari 1,4 maka diperlukan perkuatan timbunan.

Dari Gambar 5.11 diperoleh kombinasi yang dipakai yaitu kombinasi 3 untuk zona 1 dan zona 2, karena membutuhkan jumlah lapisan *geotextile* paling banyak. Berikut contoh perhitungan perkuatan *geotextile*:

Pada perencanaan ini digunakan *geotextile* dengan *Tensile Strength* (T_{ult}) sebesar 52 kN/m.

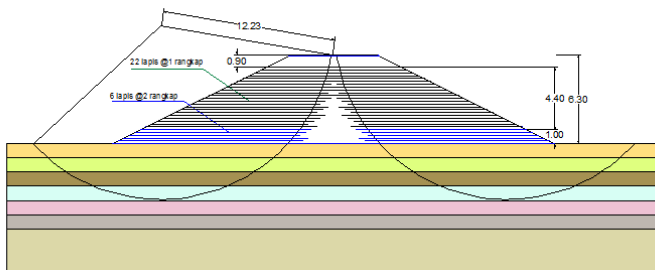
$$T_{allow} = T_{ultimate} \left[\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right]$$

$$FS_{id} = 1.5$$

$$FS_{cd} = 1.25$$

$$FS_{cr} = 2.0$$

$$FS_{bd} = 1.15$$



(b)

Gambar 5.12 Sketsa Pemasangan *Geotextile* (a)Zona 1,(b) Zona 2

5.4 Alternatif Perencanaan Kombinasi *Geogrid* dan *Multiblocks* sebagai Perkuatan Timbunan Arah Melintang

Pada Alternatif perkuatan timbunan arah melintang menggunakan kombinasi *geogrid* dan *multiblocks* ini direncanakan timbunan tegak dengan lebar 6 meter untuk zona 1 maupun zona 2. Karena timbunan merupakan timbunan tegak maka diperlukan adanya perkuatan sejak awal penimbunan. Dalam pelaksanaannya, penimbunan dilakukan secara bertahap sehingga perlu dihitung peningkatan C_u akibat pentahapan tersebut, serta diperlukan adanya pengecekan apakah dengan peningkatan C_u pada minggu tertentu dapat menahan timbunan pada tahapan di minggu tersebut. Nilai C_u nantinya digunakan untuk mengecek apakah kontrol daya dukung tanah dasar terpenuhi.

5.4.1 Perhitungan peningkatan kohesi *undrained* (C_u)

Seperti halnya pada sub bab 5.3.2, dilakukan percobaan dengan menggunakan program *geoslope* untuk mencari tau pada ketinggian timbunan berapa tanah dasar mulai longsor dengan peningkatan nilai C_u akibat timbunan bertahap. Berdasarkan percobaan didapatkan bahwa tanah longsor ketika tanah dasar diberi timbunan setinggi 4,8 m dengan peningkatan C_u di minggu ke-12. Hasil perhitungan peningkatan C_u di minggu ke 12 dapat

dilihat pada Tabel 5.13. Nilai C_u nantinya digunakan untuk mengecek apakah kontrol daya dukung tanah dasar terpenuhi dan untuk merencanakan perkuatan tambahan jika daya dukung tetap tidak memenuhi.

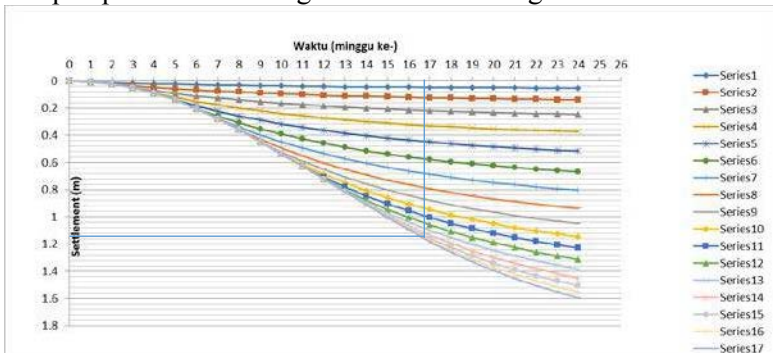
Tabel 5.13 Hasil Perhitungan Peningkatan C_u minggu ke-12

$\Sigma \sigma_p^1$	Kedalaman			PI	Cu lama	Cu baru (Ardana & Mochtar)
kg/cm ²	(m)			%	kg/cm ²	kg/cm ²
0.371	0	-	1	37.282	0.108	0.122
0.419	1	-	2	37.282	0.108	0.128
0.449	2	-	3	37.282	0.108	0.132
0.484	3	-	4	34.553	0.104	0.139
0.517	4	-	5	34.553	0.104	0.143
0.557	5	-	6	34.553	0.104	0.148
0.603	6	-	7	34.938	0.371	0.154
0.653	7	-	8	34.938	0.371	0.161
0.709	8	-	9	34.938	0.371	0.168
0.761	9	-	10	38.059	0.292	0.172

(Sumber: Hasil Analisis)

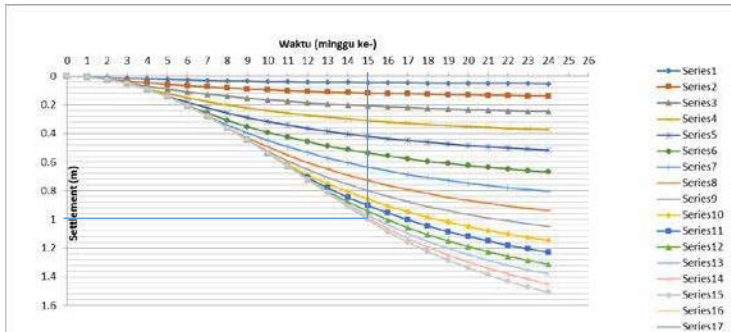
5.4.2 Pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap

Pemampatan akibat penimbunan bertahap dihitung dengan Persamaan 2.16, Persamaan 2.17, dan Persamaan 2.18 yang selanjutnya didapatkan gambar grafik hubungan antara waktu atau tahapan penimbunan dengan *Settlement* sebagai berikut :



Gambar 5.13 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 1 (Alternatif 2).

(Sumber: Hasil Analisis)



Gambar 5.14 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 2 (Alternatif 2).

(Sumber: Hasil Analisis)

Berdasarkan Gambar 5.13 dan Gambar 5.14 didapatkan waktu yang diperlukan untuk menyelesaikan pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap zona 1 adalah 17 minggu dan untuk zona 2 adalah 15 minggu. Hasil Perhitungan *settlement* akibat timbunan bertahap tiap lapisan pada zona 1 dan zona 2 dapat dilihat pada Lampiran 7.

5.4.3 Perencanaan *multiblocks* dan *geogrid*

Perhitungan *geogrid* sebagai dinding penahan tanah dapat dihitung menggunakan prinsip *geotextile* sebagai dinding penahan tanah. Penentuan jarak antar *geogrid* mengacu pada tinggi 1 unit block yaitu 0,2 m sehingga jarak antar *geogrid* harus berjarak kelipatan 0,2 m. Berikut contoh perhitungan perencanaan *geogrid* pada zona 1:

1. Perhitungan kuat tarik ijin menggunakan Persamaan 2.36

Geogrid : $T_{ult} = 59,17 \text{ kN/m}$

$$T_{allow} = \frac{59,17}{1,5 \times 2 \times 1 \times 1}$$

$$T_{allow} = 19,72 \text{ kN/m}$$

Geotextile : $T_{ult} = 52 \text{ kN/m}$

$$T_{allow} = \frac{52}{1,5 \times 2 \times 1 \times 1}$$

$$T_{allow} = 17,33 \text{ kN/m}$$

$$= \frac{14 - 1.131 \times 4853.404}{6.53 \times 13.254}$$

$$= 1,5 \text{ buah / meter tegak lurus gambar} \approx 2 \text{ buah/m}$$

(n asumsi konvergen dengan n hitung)

maka dipakai jumlah cerucuk per meter sebanyak 2 buah.

Rekapitulasi hasil perhitungan kebutuhan cerucuk untuk zona 1 ditampilkan pada Tabel 5.26 dan untuk zona 2 ditampilkan pada Tabel 5.27.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk
Zona 1

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk (1 sisi)	Kebutuhan cerucuk (2 sisi)	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.139	1218.428	20x20	2	4	1	3.6	2	6
2	1.259	403.9051	20x20	1	2	1	2.43	2	5
3	1.131	1305.566	20x20	2	4	1	3.65	2	6
4	1.179	862.4061	20x20	2	4	1	3.15	2	6

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.27 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk
Zona 2

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk (1 sisi)	Kebutuhan cerucuk (2 sisi)	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.204	854.5698	20x20	2	4	1	3.98	2	6
2	1.211	792.6763	20x20	2	4	1	3.89	2	6
3	1.285	271.6148	20x20	1	2	1	2.95	2	5
4	1.252	435.7016	20x20	2	4	1	3.47	2	6

(Sumber: Hasil Analisis)

Perhitungan percobaan kebutuhan cerucuk masing-masing SF ditampilkan pada Lampiran 8. Gambar pemasangan perkuatan kombinasi *multiblocks*, *geogrid*, dan cerucuk dapat dilihat pada Lampiran 11.

5.5 Perencanaan *Geotextile Wall* Arah Memanjang Jalan

Direncanakan *geotextile* sebagai dinding penahan pada timbunan ke arah sungai. *Geotextile* yang digunakan sama dengan *geotextile* sebagai perkuatan timbunan arah melintang yaitu tipe

Tabel 5.28 Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk Arah Memanjang jalan (Alternatif 1)

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.868	4077.155	20x20	4	1	6.1	2.5	9
2	1.273	486.0618	20x20	1	1	4	2.5	7
3	0.907	5422.022	20x20	4	1	5.7	2.5	9
4	0.985	3755.771	20x20	3	3	4.8	2.5	8

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.29 Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk Arah Memanjang jalan (Alternatif 2)

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.029	3132.733	20x20	3	1	6	2.5	9
2	1.042	2505.588	20x20	3	1	5.9	2.5	9
3	1.348	192.5813	20x20	1	1	4	2.5	7
4	1.032	3332.468	20x20	3	1	5.9	2.5	9

(Sumber: Hasil Analisis)

Perhitungan kebutuhan cerucuk masing-masing SF ditampilkan pada Lampiran 9. Gambar perencanaan perkuatan arah memanjang jalan dengan *geotextile* dan cerucuk ditampilkan pada Lampiran 11.

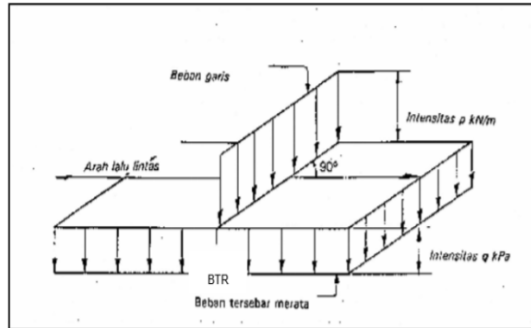
5.6 Perencanaan *Abutment* dan Pondasi *Abutment*

5.6.1 Pembebanan *abutment*

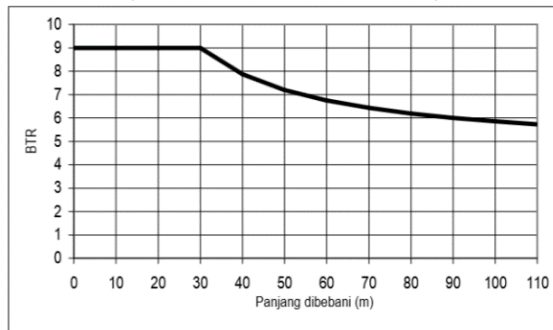
Perencanaan beban yang bekerja pada sturktur bangunan bawah jembatan berdasarkan pada RSNI T-02-2005 dan SNI 2833-2008. Dimana beban yang bekerja di kombinasikan untuk menghasilkan nilai beban seperti kondisi kenyataannya.

5.6.1.1 Data perencanaan

Panjang girder (L)	= 30 m
Lebar jalan (b)	= 4,5 m
Tebal plat lantai jembatan (t_s)	= 0.2 m
Tebal lapisan aspal + overlay (t_a)	= 0.05 m
Lebar abutment (B)	= 6 m



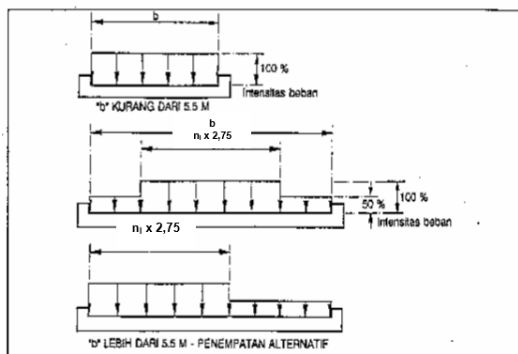
Gambar 5.21 Beban Lajur “D”
(sumber: RSNI T-02-2005)



Gambar 5.22 BTR vs Panjang yang Dibebani
(sumber: RSNI T-02-2005)

Untuk panjang bentang 30 m, menurut Gambar 5.22 memiliki nilai q BTR sebesar 9 kPa.

Menurut RSNI T-02-2005, bila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban "D" harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100 % seperti tercantum dalam Pasal 6.3.1. dan Gambar 5.23.



Gambar 5.23 Penyebaran Pembebanan pada Arah Melintang
(sumber: RSNI T-02-2005)

Maka beban terbagi rata yang terjadi pada *abutment*:

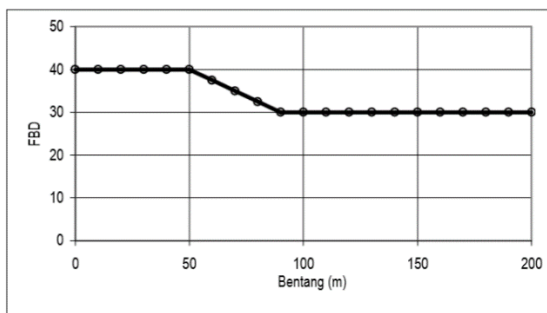
$$P_{BTR} = 0,5 \times q \times b \times L$$

$$P_{BTR} = 0,5 \times 9 \times 4,5 \times 30$$

$$P_{BTR} = 607,5 \text{ kN}$$

Untuk perhingan Beban Garis Terpusat (BGT) mempunyai intensitas $p = 49 \text{ kN/m}$ dan memiliki faktor beban dinamis (FBD) yang bergantung pada bentang jembatan. Faktor beban dinamis untuk BGT diambil sebagai berikut :

- FBD = 0.4, untuk $L \leq 50 \text{ m}$
- $FBD = 0.4 - 0.0025 \times (L - 50)$, untuk $50 < L < 90 \text{ m}$
- FBD = 0.3, untuk $L \geq 90 \text{ m}$



Gambar 5.24 Faktor Beban Dinamis (FBD) untuk Beban BGT
(sumber: RSNI T-02-2005)

Untuk panjang bentang 30 m, menurut Gambar 5.24 memiliki nilai FBD sebesar 40%. Besarnya BGT dapat dilihat pada perhitungan berikut.

$$P_{BGT} = 0,5 \times P \times (1 + DLA) \times b$$

$$P_{BGT} = 0,5 \times 49 \times (1 + 0.4) \times 4,5$$

$$P_{BGT} = 154,35 \text{ kN}$$

Maka besarnya beban lajur D pada abutment adalah sebesar:

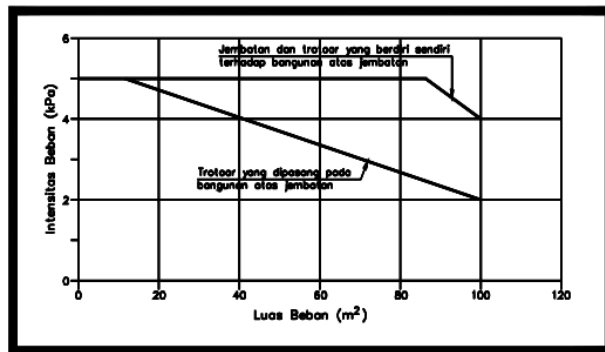
$$P_{TD} = (P_{BTR} + P_{BGT}) = (607,5 + 154,35) = 761,85 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban thd. Pondasi, $e = -0.13 \text{ m}$. Momen pada fondasi akibat beban lajur "D",

$$M_{TD} = P_{TD} \times e = -99,04 \text{ kNm}$$

b. Beban pejalan kaki (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya. A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2). Besarnya beban hidup merata q untuk beban pejalan kaki dapat dilihat pada Gambar 5.25



Gambar 5.25 Pembebanan Pejalan Kaki
(sumber: RSNI T-02-2005)

Dengan data jembatan:

Lebar trotoar, (b_1) $= 0.5 \text{ m}$

L jembatan, (L) $= 30 \text{ m}$

Luas trotoar yang di bebani pejalan kaki $= 15 \text{ m}^2$

Sehingga di dapat,

Beban vertikal merata, (q) = 5 kN/m²

Jumlah trotoar, (n) = 2 buah

Beban akibat pejalan kaki, (T_{TP})

$$\begin{aligned} T_{TP} &= b_1 \times q \times n \times L \\ &= 0.5 \times 5 \times 2 \times 30 \\ &= 150 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_{TP} \text{ abutment} = 0.5 \times 150 = 75 \text{ kN}$$

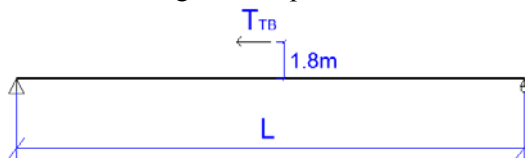
Eksentrisitas beban terhadap pondasi, $e = -0.13 \text{ m}$

Momen pada fondasi akibat beban pedestrian,

$$M_{TP} = P_{TP} \times e = -9,75 \text{ tm}$$

c. Gaya rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1.8 m diatas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan diperhitungkan senilai dengan 5% dari 100% beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu-lintas tanpa dikalikan dengan DLA dalam satu jurusan. Beban lajur D disini tidak direduksi bila panjang bentang melebihi 30 m, digunakan $q = 9 \text{ kPa}$.



Gambar 5.26 Gaya Akibat Beban Rem

Panjang girder, (L) = 30 m

Beban merata pada girder, (P_{TD}) = 1215 kN

Beban terpusat pada girder tanpa DLA, (P_{TD}) = 220,5 kN

Gaya rem satu girder, (T_{TB})

$$T_{TB} = 5\% \times (1215 + 220,5) \\ = 71,775 \text{ kN}$$

lengan terhadap titik putar pondasi, (y_a) = 8.3 m

Momen akibat gaya rem, (M_{TB}) = $T_{TB} \times y_a = 595,733 \text{ kNm}$

5.6.1.4 Aksi lingkungan

Beban akibat aksi lingkungan yaitu terdiri dari beban temperatur (ET), beban angin (EW), dan beban gempa (EQ).

a. Pengaruh temperatur (ET)

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan.

Tabel 5.34 Temperatur Jembatan Rata-rata Nominal

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-rata Minimum (1)	Temperatur Jembatan Rata-rata Maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	45°C
CATATAN (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.		

(sumber: RSNI-T02-2005)

Tabel 5.35 Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu

Bahan	Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu	Modulus Elastisitas MPa
Baja	12×10^{-6} per °C	200.000
Beton:		
Kuat tekan <30 MPa	10×10^{-6} per °C	25.000
Kuat tekan >30 MPa	11×10^{-6} per °C	34.000
Aluminium	24×10^{-6} per °C	70.000

(sumber: RSNI-T02-2005)

Temperatur rata-rata min, (T_{\min}) = 15°C

Temperatur rata-rata max, (T_{\max}) = 40°C

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det) = 30 m/s

Ab = luas bidang samping jembatan (m^2)

Tabel 5.36 Koefisien Seret C_w

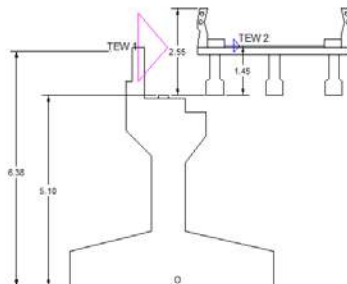
Tipe Jembatan	C_w
Bangunan atas masif: (1), (2) $b/d = 1.0$ $b/d = 2.0$ $b/d \geq 6.0$	2.1 (3) 1.5 (3) 1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif CATATAN (2) Untuk harga antara dari b / d bisa diinterpolasi linier CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

(sumber: RSNI-T02-2005)

Tabel 5.37 Kecepatan Angin Rencana V_w

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

(sumber: RSNI-T02-2005)



Gambar 5.28 Skema Pengaruh Angin terhadap Struktur Jembatan

Luas samping bangunan atas, (Ab_1)

- **Beban gempa arah memanjang jembatan (arah x)**

Tinggi breast wall, L_b = 4,1 m

Ukuran penampang breast wall, $b = B_y$ = 6 m

h = 0,75 m

Inersia penampang breast wall, I_c = $1/12 \times b \times h^3$
= 0,281 m⁴

Mutu beton, $K - 300 f_c' = 0.83 \times K / 10$ = 24,9 MPa

Modulus elastis beton, $E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'}$ = 23452,953 MPa

E_c = 23452952,91 kPa

Nilai kekakuan, $K_p = 3 \times E_c \times I_c / L_b^3$ = 287117,555 kN/m

Percepatan grafitasi, g = 9,81 m/det²

Berat sendiri struktur atas = 1062,001 kN

Berat mati tambahan = 125,325 kN

Beban sendiri struktur bawah = 2451,071 kN

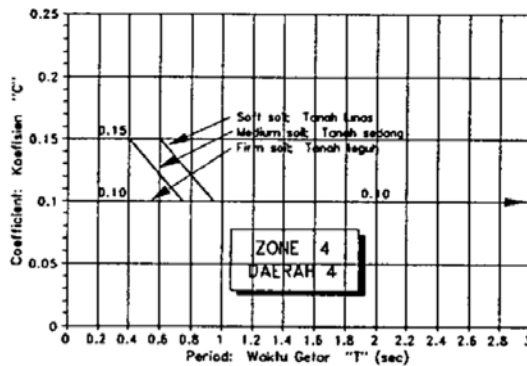
$WTP = (1062,001 + 125,325) + 1/2 \times 2451,071 = 2705,717 \text{ kN}$

$T = 2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times K_p)]} = 0,185 \text{ detik}$

Tabel 5.38 Kondisi Tanah untuk Koefisien Geser Dasar

Jenis Tanah	Tanah Teguh	Tanah Sedang	Tanah Lunak
Untuk seluruh jenis tanah	$\leq 3 \text{ m}$	$> 3 \text{ m}$ sampai 25 m	$> 25 \text{ m}$
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 50 kPa:	$\leq 6 \text{ m}$	$> 6 \text{ m}$ sampai 25 m	$> 25 \text{ m}$
Pada tempat dimana hamparan tanah salah satunya mempunyai sifat kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata lebih besar dari 100 kPa, atau tanah berbutir yang sangat padat:	$\leq 9 \text{ m}$	$> 9 \text{ m}$ sampai 25 m	$> 25 \text{ m}$
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 200 kPa:	$\leq 12 \text{ m}$	$> 12 \text{ m}$ sampai 30 m	$> 30 \text{ m}$
Untuk tanah berbutir dengan ikatan matrik padat:	$\leq 20 \text{ m}$	$> 20 \text{ m}$ sampai 40 m	$> 40 \text{ m}$
CATATAN (1) Ketentuan ini harus digunakan dengan mengabaikan apakah tiang pancang diperpanjang sampai lapisan tanah keras yang lebih dalam			

(Sumber: RSNI-T02-2005)



Gambar 5.29 Koefisien Geser Dasar (C)
(Sumber: RSNI-T02-2005)

Kondisi tanah dasar termasuk sedang. Lokasi di wilayah gempa 4.

Koefisien geser dasar, $C = 0,15$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang, faktor jenis struktur dihitung dengan rumus :

$$S = 1 \times F$$

dengan, $F = 1,25 - 0,025 \times n$ dan F harus diambil ≥ 1 F = faktor perangkaan, n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

Untuk, $n = 1$ maka :

$$F = 1,25 - 0,025 \times n = 1,225$$

$$S = 1 \times F = 1,225$$

Koefisien beban gempa horisontal,

$$K_h = C \times S = 0,18375$$

Tabel 5.39 Faktor kepentingan

1. Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif.	1,2
2. Seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi.	1,0
3. Jembatan sementara (misal: Bailey) dan jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi sesuai dengan pasal 6.5.	0,8

(Sumber: RSNI-T02-2005)

Faktor tipe struktur, S	$= 1 \times F$ $= 1,225$
Koefisien beban gempa horisontal, $K_h = C \times S$	$= 0,1225$
Faktor kepentingan, I	$= 1,0$
Wt	$= P_{ms} + P_{ma} = 3714,816 \text{ kN}$
Gaya gempa, T_{EQ}	$= K_h \times I \times W_t$ $= 455,065 \text{ kN}$
Momen gempa, M_{EQ}	$= 1104,447 \text{ kNm}$

5.6.1.5 Kombinasi beban kerja

Perhitungan kombinasi pembebanan pada *abutment* merupakan lanjutan perhitungan dari pembebanan *abutment*. Kombinasi beban-beban itu sendiri dapat dilihat pada Tabel 5.41. Tabel 5.41 Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap	X	X	X	X	X	X	X
Beban lalu lintas	X	X	X	X	-	-	X
Pengaruh temperatur	-	X	-	X	-	-	-
Arus/hanyutan/hidro/daya apung	X	X	X	X	X	-	-
Beban angin	-	-	X	X	-	-	-
Pengaruh gempa	-	-	-	-	X	-	-
Beban tumbukan	-	-	-	-	-	-	X
Beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	X	-
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan r_{os}	nil	25%	25%	40%	50%	30%	50%

(Sumber: RSNI-T02-2005)

Perincian masing-masing hasil kombinasi dapat dilihat pada Lampiran 9. Rekap hasil perhitungan kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.43.

Spesifikasi Micropile



DAFTAR HARGA MINI PILE

No	Type	Gbr	Mutu Beton	Tianggan besi ø	Sanglana besi ø	Sisi (cm)	Dimensi		Berat Beton kg/m ³	P (tekan)		Transportasi m ³	Harga						Jasa pemancangan n = 350
							Paritang (m)	Paritang (m)		Mpa	Mpa		per 1 m	per 2 m	per 3 m	per 6 m			
K - 450	10	6	16	6		61,4 Kg	21	11.520 /M	Rp 99.429	Rp 198.854	Rp 298.288	Rp 596.576	Rp 28.285,7						
K - 450	12	6	16	6		61,4 Kg	23	11.520 /M	Rp 109.291	Rp 218.582	Rp 327.873	Rp 655.746	Rp 30.000,00						
K - 450	13	6	16	6		61,4 Kg	23	11.520 /M	Rp 114.894	Rp 229.788	Rp 344.683	Rp 689.365	Rp 30.000,00						

No	Type	Gbr	Mutu Beton	Tianggan besi ø	Sanglana besi ø	Sisi (cm)	Dimensi		Berat Beton kg/m ³	P (tekan)		Transportasi m ³	Harga						Jasa pemancangan n = 350
							Paritang (m)	Paritang (m)		Mpa	Mpa		per 1 m	per 2 m	per 3 m	per 6 m			
K - 450	10	6	18	6		77,8 Kg	26	14.580 /M	Rp 116.363	Rp 232.725	Rp 349.088	Rp 698.176	Rp 28.285,7						
K - 450	12	6	18	6		77,8 Kg	27	14.580 /M	Rp 126.225	Rp 252.448	Rp 378.674	Rp 757.346	Rp 30.000,00						
K - 450	13	6	18	6		77,8 Kg	28	14.580 /M	Rp 131.828	Rp 263.655	Rp 395.483	Rp 790.967	Rp 30.000,00						

No	Type	Gbr	Mutu Beton	Tianggan besi ø	Sanglana besi ø	Sisi (cm)	Dimensi		Berat Beton kg/m ³	P (tekan)		Transportasi m ³	Harga						Jasa pemancangan n = 350
							Paritang (m)	Paritang (m)		Mpa	Mpa		per 1 m	per 2 m	per 3 m	per 6 m			
K - 450	12	6	20	6		96,0 Kg	33	18.000 /M	Rp 145.050	Rp 290.100	Rp 435.144	Rp 870.289	Rp 28.285,7						
K - 450	13	6	20	6		96,0 Kg	34	18.000 /M	Rp 150.653	Rp 301.306	Rp 451.954	Rp 903.908	Rp 30.000,00						
K - 450	16	8	20	6		96,0 Kg	36	18.000 /M	Rp 184.655	Rp 369.310	Rp 553.964	Rp 1.107.920	Rp 30.000,00						

Gambar 10. Spesifikasi dan Daftar Harga Micropile ATA BETON

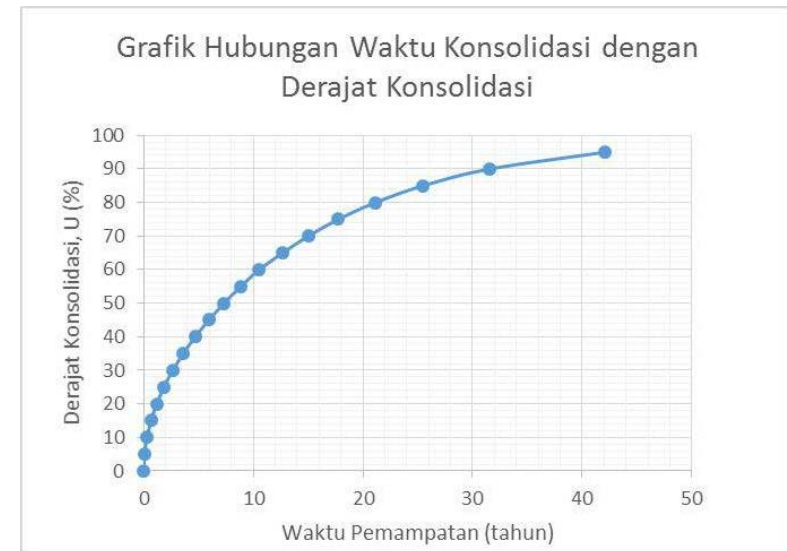
LAMPIRAN 4

WAKTU KONSOLIDASI DAN PERCEPATAN WAKTU KONSOLIDASI DENGAN PVD

Tabel 1. Hasil Perhitungan Waktu Konsolidasi Alami

Derajat Konsolidasi U(%)	Hdr (cm)	Cv (cm ² /detik)	T	t (detik)	t tahun
0	1000	0.000850958	0	0	0
5			0.001963	2307393.058	0.07316695
10			0.007854	9229572.23	0.29266782
15			0.017671	20766537.52	0.65850258
20			0.031416	36918288.92	1.17067126
25			0.049087	57684826.44	1.82917385
30			0.070686	83066150.07	2.63401034
35			0.096211	113062259.8	3.58518074
40			0.125664	147673155.7	4.68268505
45			0.159043	186898837.7	5.92652326
50			0.19635	230739305.8	7.31669539
55			0.237583	279194560	8.85320142
60			0.282743	332264600.3	10.5360414
65			0.340385	400001376.4	12.6839604
70			0.402846	473402564.7	15.0114969
75			0.476722	560217744.1	17.7643881
80			0.567139	666470936.5	21.1336548
85			0.683707	803455126.3	25.4773949
90			0.848	996523498	31.5995528
95			1.128861	1326576060	42.0654509
100					

Gambar 1. Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi dengan Derajat Konsolidasi



BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dalam perencanaan Tugas Akhir ini didapatkan beberapa kesimpulan yaitu :

1. Besar Pemampatan yang terjadi pada alternatif 1 yaitu zona 1 = 1,45 m dan zona 2 = 1,24 m. Pada alternatif 2 untuk zona 1 = 1,1 m dan zona 2 = 0,9 m.
2. Didapatkan tinggi timbunan awal pada alternatif 1 yaitu pada zona 1 = 7,2 m dan zona 2 = 6,3 meter. Pada Alternatif 2 didapatkan untuk zona 1 = 6,8 m dan zona 2 = 5,9 m.
3. Waktu yang dibutuhkan untuk mencapai derajat konsolidasi 90% ($U=90\%$) adalah 31,6 tahun. Waktu tersebut sangat lama, sehingga dibutuhkan perencanaan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) untuk percepatan waktu konsolidasi dan didapatkan PVD pola segitiga jarak 1,25 m. Lama *preloading* diberikan sampai pemampatan selesai membutuhkan waktu :
Alternatif 1:
Zona 1 selama 19 minggu, dan zona 2 selama 17 minggu.
Alternatif 2:
Zona 1 selama 17 minggu, dan zona 2 selama 15 minggu.
4. Pada perencanaan perkuatan tanah dengan *geotextile* didapatkan hasil sebagai berikut:
 - Pada Zona 1:
Jarak antar layer = 0,2 meter
Jumlah lapis *geotextile* = 16 lapis (2 rangkap) dan 17 lapis (1 rangkap)
Luas total *geotextile* = 28637 m²
 - Pada Zona 2:
Jarak antar layer = 0,2 meter
Jumlah lapis *geotextile* = 6 lapis (2 rangkap) dan 22 lapis (1 rangkap)

Luas total *geotextile* = 742400 m²

5. Pada perencanaan perkuatan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid*, dibutuhkan tambahan perkuatan berupa *micropiles*/cerucuk. Berikut hasil perhitungan perencanaan perkuatan kombinasi *multiblocks*, *geogrid*, dan *micropiles*/cerucuk:

- Pada Zona 1:

Kebutuhan *geotextile* 5 lapis ($S_v = 0,2$ m)

Kebutuhan *geogrid* → 7 lapis ($S_v = 0,4$ m)

3 lapis ($S_v = 0,8$ m)

Setiap 0,2 m tetap diberi *geogrid* sepanjang 1 m masing-masing sisi.

Luas total *geogrid* = 1656 m²

Luas total *multiblocks* = 278,4 m²

Kebutuhan cerucuk = 4 buah/m (2 sisi)

Panjang cerucuk = 6 meter

- Pada Zona 2:

Kebutuhan *geotextile* 3 lapis ($S_v = 0,4$ m)

Kebutuhan *geogrid* → 5 lapis ($S_v = 0,4$ m)

3 lapis ($S_v = 0,8$ m)

Setiap 0,2 m tetap diberi *geogrid* sepanjang 1 m masing-masing sisi.

Luas total *geogrid* = 78000 m²

Luas total *multiblocks* = 9200 m²

Kebutuhan cerucuk = 4 buah/m (2 sisi)

Panjang cerucuk = 6 meter

6. Pada perencanaan *geotextile wall* sebagai dinding penahan di belakang abutmen dibutuhkan perkuatan tambahan berupa *micropile*/cerucuk. Berikut hasil perhitungan perencanaan *geotextile wall*:

- Pada Alternatif 1:

Kebutuhan *geotextile* = 19 lapis

Luas total *geotextile* = 1311 m²

Kebutuhan cerucuk = 4 buah/m

Panjang cerucuk = 9 meter

- Pada Alternatif 2:
 Kebutuhan *geotextile* = 17 lapis
 Luas total *geotextile* = 969 m²
 Kebutuhan cerucuk = 3 buah/m
 Panjang cerucuk = 9 meter
- 7. Perencanaan *abutment* dapat dilihat pada Lampiran 11. Hasil perhitungan tiang pancang didapatkan:
 Untuk diameter 30 cm:
 - Jumlah tiang = 20 buah
 - Panjang per tiang = 17 meter
 Untuk diameter 40 cm:
 - Jumlah tiang = 12 buah
 - Panjang per tiang = 16,5 meter
- 8. Dari kedua alternatif perkuatan timbunan dipilih alternatif 1 karena menghasilkan biaya termurah yaitu Rp22.430.170.775,-, sedangkan untuk tiang pancang dipilih diameter 40 cm dengan biaya material Rp91.200.000,-

6.2 Saran

Setelah dilakukan perhitungan dan analisa, penulis memberikan saran yaitu :

1. Pada perencanaan oprit dan *abutment* selanjutnya dapat digunakan turap pada saat pelaksanaan sebagai dinding penahan tanah timbunan oprit agar pekerjaan oprit dan pemancangan pondasi *abutment* dapat dilakukan bersamaan.
2. Perencanaan timbunan sebaiknya mempertimbangkan lokasi di sekitar.
3. Pada perhitungan biaya untuk perencanaan selanjutnya dapat diperhitungkan biaya pelaksanaan.

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional (BSN). *Standar Pembebanan untuk Jembatan* (RSNI T - 02 - 2005)
- Das, Braja M. 1988. *Mekanika Tanah: Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik jilid 1*. Diterjemahkan oleh Noor Endah dan Indrasurya B.M. Surabaya: Erlangga.
- Das, Braja M. 1988. *Mekanika Tanah: Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik jilid 2*. Diterjemahkan oleh Noor Endah dan Indrasurya B.M. Surabaya: Erlangga.
- Harinaldi. 2005. *Prinsip-prinsip Statistik untuk Teknik dan Sains*. Jakarta: Erlangga.
- Kementrian Pekerjaan Umum Dirjen Bina Marga Direktorat Bina Teknik. 2010. *Perencanaan Teknik Jembatan*. Jakarta : Kementrian Pekerjaan Umum.
- Look, Burt. 2007. *Handbook of Geotechnical Invertigation and Design Tables*. London: Taylor & Francis Group.
- Mochtar, Noor Endah. 2012. *Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
- Rusdiansyah, dan Mochtar. 2016. *Tugas Akhir : Studi Peningkatan Tahanan Geser Tanah Kohesif Akibat Adanya Perkuatan Tiang-tiang Vertikal Berdasarkan Pemodela di Laboratorium*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil ITS.
- Wahyudi, Herman. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: ITS Press.
- Naval Facilities. 1971. *Design Manual: Foundations, and Earth Structures (NACFAC DM-7)*. Alexandria: US Department of the Navy.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Pasuruan 26 Juli 1994, dengan nama lengkap Rif'atul Ummah. Penulis merupakan anak ketiga dari 3 bersaudara. Pendidikan formal yang telah ditempuh oleh penulis yaitu TK RA Miftahul Ulum Bajangan, SDN Gondang Rejo, SMP Negeri 2 Pasuruan, SMA Negeri 1 Pasuruan. Setelah lulus dari SMA Negeri 1 Pasuruan, penulis mengikuti SNMPTN (Seleksi Nasional Masuk Perguruan Tinggi Negeri) dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya pada tahun 2012

dan terdaftar dengan NRP. 3112100064.

Selama berkuliah di Jurusan Teknik Sipil ITS, penulis sangat tertarik pada Bidang Geoteknik. Penulis sempat aktif pada organisasi Himpunan Mahasiswa Sipil (HMS) dan kepanitiaan di lingkup jurusan, fakultas, maupun institut. Penulis dapat dihubungi melalui *email* rifatulummah55@gmail.com



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**PERENCANAAN ULANG TIMBUNAN OPRIT DAN
ABUTMENT JEMBATAN PLASMA BATU TUGU-
PLASMA TANJUNG KURUNG, PALEMBANG (YANG
MENGALAMI KERUNTUHAN SEBELUMNYA PADA
SAAT PELAKSANAAN)**

RIF' ATUL UMMAH

NRP 3112 100 064

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, S.T., M.T.

Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2016



FINAL PROJECT (RC14-1501)

***RE-DESIGN OPRIT EMBANKMENT AND BRIDGE
ABUTMENT PLASMA BATU TUGU-PLASMA TANJUNG
KURUNG, PALEMBANG (COLLAPSE AT
IMPLEMENTATION)***

RIF' ATUL UMMAH
NRP 3112 100 064

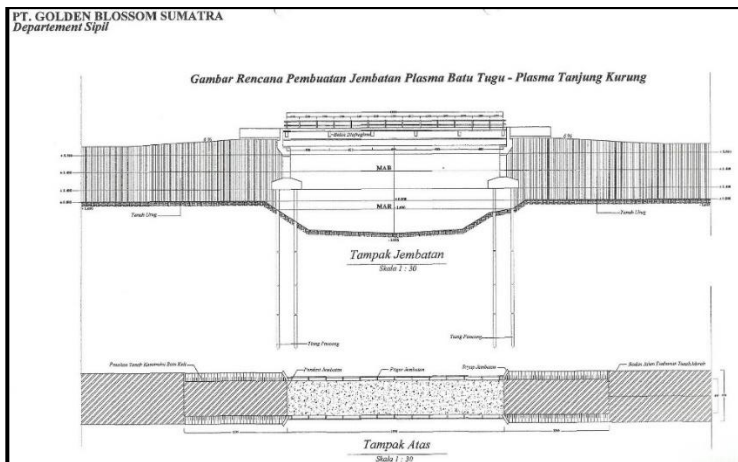
Academic Supervisor
Musta'in Arif, S.T.,M.T.
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc.,Ph.D.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

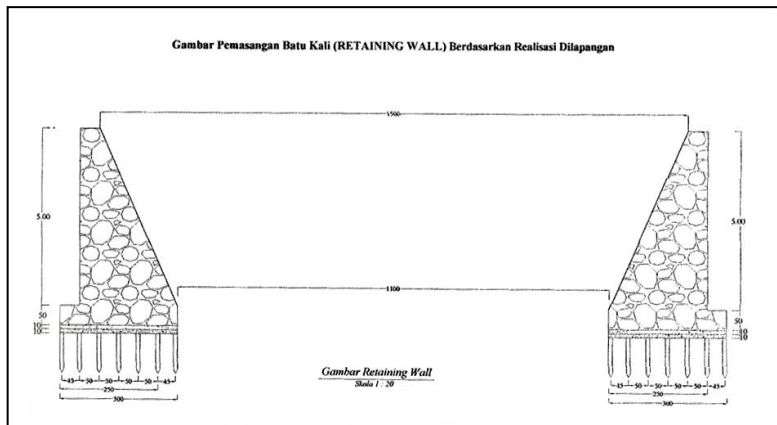


Gambar 1.1 Peta Desa Prambatan, Kecamatan Abab, Kabupaten Muara Enim, Propinsi Sumatera Selatan (Sumber : www.google.com)

Jembatan Plasma Batu Tugu - Plasma Tanjung Kurung mempunyai panjang 25 meter dan lebar 4.5 meter (Gambar 1.2) dengan jenis jembatan beton girder. Tinggi timbunan oprit direncanakan setinggi 6 meter agar jalan tidak terendam ketika tinggi air mencapai kondisi muka air banjir dengan pemasangan batu kali sebagai dinding penahan /*retaining wall* setinggi 5 meter (Gambar 1.3). Jembatan ini menggunakan jenis pondasi tiang pancang direncanakan bentuk persegi ukuran 35 cm x 35 cm panjang 12 meter dengan adanya penyambungan. Pemancangan dilakukan dengan menggunakan *drop hammer* dan ponton (Gambar 1.4).



Gambar 1.2 Tampak Samping dan Denah Rencana Jembatan Panjang 25 m & Lebar 4.50 m



Gambar 1.3 Retaining Wall di tepi Timbunan Jalan 5 m
(Sumber : PT. GBS)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pengambilan Data Tanah

Data tanah merupakan data yang diperoleh dari hasil penyelidikan lapangan dan hasil tes laboratorium. Salah satu tes penyelidikan tanah di lapangan yaitu menggunakan tes boring dan SPT (*Standart Penetration Test*). Pengambilan *sample* data tanah dilakukan di beberapa titik pada beberapa kedalaman untuk mengetahui jenis dan pengetesan parameter tanah di laboratorium. Dalam menentukan jenis dan parameter tanah untuk perencanaan perlu dilakukan analisa dengan pembuatan stratigrafi dan pemilihan dengan metode statistik.

2.2 Analisa Parameter Tanah

2.2.1 Pembuatan stratigrafi

Stratigrafi tanah dibuat untuk mengetahui kondisi tanah dasar di lokasi pembangunan. Sebelum membuat stratigrafi tanah, perlu dilakukan pendekatan statistik sederhana terhadap data-data tanah yang dimiliki. Pendekatan statistik yang digunakan adalah dengan pengambilan keputusan berdasarkan koefisien varian (CV) dari suatu distribusi nilai parameter tanah.

Beberapa persamaan statistik yang digunakan antara lain (ITS,1998) :

- Rata –rata

$$\bar{X} = \frac{\sum_{n=1}^1 X}{n} \quad [2.1]$$

- Standar Deviasi

$$STD = \sqrt{\frac{\sum (x-U)^2}{n}} \quad [2.2]$$

- Koefisien Varian

$$CV = \frac{STD}{U} \times 100\% \quad [2.3]$$

Dimana distribusi sebaran suatu nilai dapat diterima jika harga koefisien varian (CV) dari sebaran tersebut bernilai lebih kecil atau sama dengan 30%. Apabila nilai koefisien varian (CV) lebih besar dari pada 30%, maka perlu dilakukan pembagian layer

2.3 Permasalahan Pembangunan Konstruksi di Atas Tanah Lunak

Tanah lempung merupakan jenis tanah lunak yang kurang menguntungkan untuk digunakan sebagai lapisan tanah dasar pondasi, karena daya dukung tanah ini sangat rendah dan memiliki kemampumampatan tinggi. Tanah lunak atau sangat lunak memiliki daya dukung sangat rendah, yang menyebabkan tanah tidak mampu mendukung tinggi timbunan rencana beserta beban lalu lintasnya, sehingga memerlukan perbaikan tanah dasar yang cukup.

2.4 Pemampatan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

2.4.1 Besar konsolidasi

2.4.1.1 Besar konsolidasi penimbunan langsung

Penimbunan timbunan setinggi H di atas tanah lunak akan menyebabkan terjadinya penambahan tegangan pada tanah dasar sehingga mengakibatkan adanya konsolidasi. Terdapat dua jenis konsolidasi berdasarkan tegangan yang diakibatkan, yaitu :

1. Tanah terkonsolidasi secara normal, *Normally Consolidated Soil* (NC-Soil), di mana tegangan *overburden* efektif pada saat ini adalah merupakan tegangan maksimum yang pernah dialami tanah tersebut.
2. Tanah terkonsolidasi lebih, *Over Consolidated Soil* (OC-Soil), di mana tegangan *overburden* efektif saat ini adalah lebih kecil daripada tegangan yang pernah dialami oleh tanah yang bersangkutan sebelumnya.

Tanah disebut sebagai NC-Soil atau OC-soil tergantung dari harga *Over Consolidation Ratio* (OCR), yang didefinisikan dengan persamaan berikut ini:

$$OCR = \frac{\sigma_c'}{\sigma_o'} \quad [2.6]$$

di mana:

σ_c' = *effective past overburden pressure*

σ_o' = *effective overburden pressure*

NC-Soil mempunyai harga $OCR = 1$ dan OC soil mempunyai harga $OCR > 1$.

- H_1, H_2, \dots, H_n = tebal lapisan-lapisan tanah lempung yang mengalami pemampatan.
 $C_{v1}, C_{v2}, \dots, C_{vn}$ = harga C_v untuk masing-masing lapisan tanah yang bersangkutan.

Tabel 2.3 Variasi Faktor Waktu Terhadap Derajat Konsolidasi

Derajat Konsolidasi U%	Faktor Waktu T_v
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,848
100	-

(sumber: Braja M. Das, 1985)

2.5 Percepatan Waktu Konsolidasi dengan *Vertical Drain*

Lamanya waktu konsolidasi disebabkan oleh lapisan tanah lunak yang tebal sehingga menyebabkan lamanya proses keluarnya aliran air pori secara vertikal. Untuk mempercepat proses konsolidasi maka diperlukan suatu metode *vertical drain*. Salah satu penerapan metode *vertical drain* yaitu dengan menggunakan *Prefabricated Vertical Drain (PVD)*.

2.5.1 Percepatan waktu konsolidasi dengan PVD

Penentuan waktu konsolidasi didasarkan teori aliran pasir vertikal menurut Barron (1948), menggunakan asumsi teori Terzaghi tentang konsolidasi linier satu dimensi. Penentuan waktu konsolidasi dari teori Barron (1948) adalah :

$$t = \left(\frac{D^2}{8 \cdot C_h} \right) F(n) \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - U_h} \right) \quad [2.21]$$

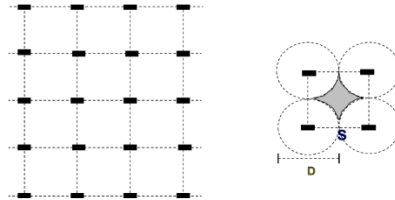
dimana :

t = waktu untuk menyelesaikan konsolidasi primer

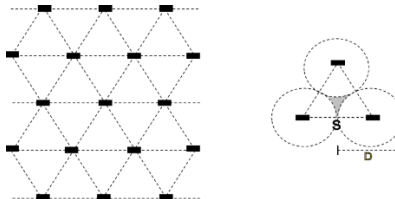
D = diameter *equivalen* dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh PVD

Harga $D = 1,13 \times s$ untuk pola susunan bujur sangkar (Gambar 2.4)

Harga $D = 1,05 \times s$ untuk pola susunan segitiga (Gambar 2.5)



Gambar 2.4 Pola Susunan PVD Bujur Sangkar
(sumber : Mochtar, 2000)



Gambar 2.5 Pola Susunan PVD Segitiga
(sumber : Mochtar, 2000)

C_h = koefisien konsolidasi tanah horisontal
= $(k_h/k_v) \cdot C_v$

K_h/k_v = perbandingan antara koefisien permeabilitas tanah dasar arah horizontal dan vertikal, untuk tanah lempung yang jenuh air, harga (k_h/k_v) berkisar antara 2 sampai 5.
(sumber : Mochtar, 2000)

$F(n)$ = faktor hambatan yang disebabkan karena jarak antara PVD

Oleh Hansbo (1979) dalam Mochtar (2000) harga $F(n)$ didefinisikan sebagai berikut :

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[\ln(n) - \left(\frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right) \right] \quad [2.22]$$

Atau :

$$F(n) = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1^2} \right) \left[\ln(n) - 3/4 - \left(\frac{1}{4n^2} \right) \right] \quad [2.23]$$

Dimana :

$$a = \frac{1.781 - Tv}{0.933} \quad [2.28]$$

$$\pi = 3.14$$

- Untuk U_v antara 0 s/d 60% :

$$U_v = \left(2 \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \right) \times 100\% \quad [2.29]$$

- Derajat konsolidasi rata-rata U dapat dicari dengan cara :

$$U = [1 - (1 - U_h)(1 - U_v)] \times 100\% \quad [2.30]$$

2.6 Daya Dukung Tanah Dasar

Pada Sub bab 2.3 telah disebutkan bahwa permasalahan pada tanah lunak yaitu memiliki daya dukung yang rendah. Apabila tanah dasar tidak mampu untuk menerima beban di atasnya maka diperlukan perkuatan untuk meningkatkan daya dukung tanah dasar. Perkuatan yang dapat digunakan untuk meningkatkan daya dukung tanah diantaranya yaitu perkuatan dengan *geotextile*, *micropile*, atau kombinasi *multiblocks* dan *geogrid*. Sebelum menghitung perkuatan, perlu diketahui tinggi timbunan yang mampu ditahan oleh tanah dasar atau bisa disebut tinggi kritis (H_{cr}).

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya pada Sub bab 2.4.1.2 bahwa penimbunan di lapangan dilakukan secara bertahap, maka perlu dihitung peningkatan daya dukung akibat penambahan beban timbunan bertahap dimana umur timbunan tidak sama setiap pentahapannya.

2.6.1 Penentuan tinggi timbunan kritis (H_{cr})

Penentuan tinggi timbunan kritis (H_{cr}) dapat ditentukan dengan *trial* menggunakan program bantu, salah satunya *XSTABL*. Tinggi timbunan kritis juga dapat dihitung menggunakan rumus empiris:

$$H_{cr} = \frac{c.N_c}{SF \cdot \gamma_{timb}} \quad [2.31]$$

2.6.2 Perkuatan tanah dengan *geotextile*

2.6.2.1 *Geotextile* sebagai perkuatan

Perencanaan *geotextile* sebagai perkuatan tergantung pada besar peningkatan momen perlawanan (ΔM_R) yang

[2.45]

- Untuk tanah miring adalah:

$$K_a = \left(\frac{\cos Q}{1 + \sqrt{\frac{\sin Q \sin(Q+\delta)}{\cos \delta}}} \right)^2 \quad [2.46]$$

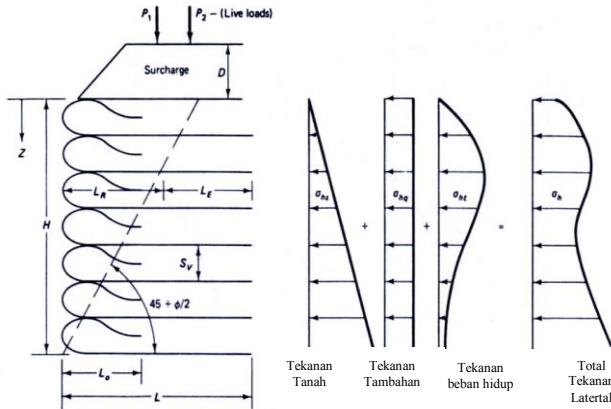
Dimana:

Q = sudut geser tanah

δ = kemiringan tanah

Dalam kasus tekanan lateral pasif, kohesi (lekatan antar butiran tanah) mempunyai pengaruh memperbesar tekanan pasif tanah sebesar $2c\sqrt{K_a}$, sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H + 2 \times c \times \sqrt{K_p} \quad [2.47]$$



Gambar 2.10 Prinsip Beban yang Bekerja pada *Geotextile Wall*

Jarak Vertikal pemasangan geotextile (S_v) :

$$\sigma_{HZ} \times S_v \times 1 = \frac{T_{ALL}}{SF} \rightarrow S_v = \frac{T_{ALL}}{SF \times \sigma_{HZ} \times 1} \quad [2.48]$$

Dimana : σ_{HZ} = tegangan horisontal pada kedalaman Z

Tambahan ΔM_R tersebut merupakan tambahan momen penahan yang ditimbulkan oleh adanya cerucuk, sehingga jumlah cerucuk yang dibutuhkan (n), adalah:

$$n \times P_{\max 1 \text{ cerucuk}} \times R = (SF_{\text{yang diinginkan}} - SF_{\text{yang ada}}) \times M_D$$

$$n = \frac{(SF_{\text{yang diinginkan}} - SF_{\text{yang ada}}) \times M_D}{P_{\max 1 \text{ cerucuk}} \times R} \quad [2.68]$$

2.6.4 Perkuatan tanah dengan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid*

Pada perkuatan tanah menggunakan kombinasi *multiblocks* dan *geogrid*, *multiblocks* berfungsi sebagai dinding penahan dengan *geogrid* sebagai perkuatan. *Geogrid* berguna untuk mempermudahposisi *multiblocks* untuk dapat saling *interlock* menjadi suatu kesatuan sehingga tercipta stabilitas struktur. Perhitungan kebutuhan *geogrid* dapat menggunakan prinsip perhitungan *geotextile wall* dengan tambahan gaya penahan dari berat *multiblocks* itu sendiri. Contoh Pemasangan ditampilkan pada Gambar 2.15

Gambar 2.15 Contoh Pemasangan *Multiblocks* dan *Geogrid*



(Sumber: Brosur PT. Multibangun Rekatama Patria)

2.7 Peningkatan Daya Dukung Tanah

Sebagai akibat penimbunan bertahap menyebabkan terjadinya konsolidasi pada suatu lapisan tanah, maka lapisan yang bersangkutan menjadi lebih padat yang berarti kekuatan tanah juga meningkat sebagai akibat kenaikan harga C_u (undrained shear strength). Maka dari itu perlu dihitung adanya peningkatan daya

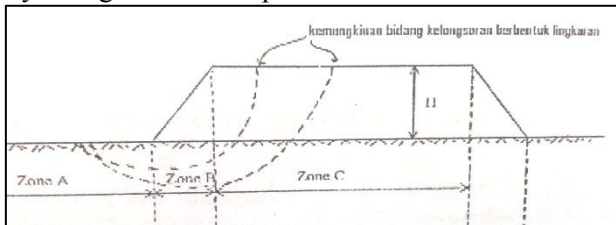
Tabel 2.11 Contoh Perhitungan Tegangan Vertikal efektif

Tahapan penimbunan tanah asli 0,0 m	Umur (minggu)	Derajat kejenuhan U_i	Δp_i pada U_i %
0 - 0,60 m	10	100 %	$p'_{o'}$
0,60 - 1,20 m	9	97,2 %	$\left(\frac{\sigma'_1}{p'_o}\right)^{0,972} p'_o - p'_{o'}$
1,20 - 1,80 m	8	94,3 %	$\left(\frac{\sigma'_2}{p'_1}\right)^{0,960} \sigma'_1 - \sigma'_1$
1,80 - 2,40 m	7	91,9 %	$\left(\frac{\sigma'_3}{p'_2}\right)^{0,943} \sigma'_2 - \sigma'_2$
2,40 - 3,0 m	6	88,5 %	$\left(\frac{\sigma'_4}{p'_3}\right)^{0,919} \sigma'_3 - \sigma'_3$
3,0 - 3,6 m	5	83,7 %	$\left(\frac{\sigma'_5}{p'_4}\right)^{0,9885} \sigma'_4 - \sigma'_4$
3,6 - 4,20 m	4	76,7 %	$\left(\frac{\sigma'_6}{p'_5}\right)^{0,837} \sigma'_5 - \sigma'_5$
4,20 - 4,80 m	3	66,7 %	$\left(\frac{\sigma'_7}{p'_6}\right)^{0,767} \sigma'_6 - \sigma'_6$
4,80 - 5,40 m	2	52,4 %	$\left(\frac{\sigma'_8}{p'_7}\right)^{0,667} \sigma'_7 - \sigma'_7$
5,0 - 6,0 m	1	31,7 %	$\left(\frac{\sigma'_9}{p'_8}\right)^{0,542} \sigma'_8 - \sigma'_8$
Catatan : $\sigma'_{i+1} = \sigma'_i + \Delta p_i$			$\Sigma = \sigma'_{H=0, \text{dasar}}$
			10
			$= p'_o + \Sigma \Delta p_{\text{isi}}$ $i = 1$

(Sumber: Mochtar, 2012)

2.8 Perhitungan Stabilitas Timbunan Setelah Pemampatan

Seperti telah disebutkan sebelumnya bahwa stabilitas timbunan dapat dihitung berdasarkan program Xstabl atau sejenisnya dengan asumsi seperti Gambar 2.16.



Gambar 2.16 Pembagian Zona Kekuatan Tanah

(Sumber: Mochtar, 2012)

Dimana:

Zona A = Tanah dalam kondisi masih asli, $Cu = Cu$ asli

Zona B = Zona transisi $Cu \text{ di } B = \frac{Cu_{di A} + Cu_{di C}}{2}$

Zona C = Tanah terkonsolidasi di bawah timbunan H, Cu baru dihitung seperti pada Sub bab 2.7.

2.9 Perencanaan *Abutment* Jembatan

2.9.1 Pembebanan *abutment* jembatan

Pembebanan dalam desain mengikuti RSNI T-02-2005 tentang Standar Pembebanan untuk Jembatan.

Beban dari pelat lantai jembatan diteruskan kepada abutment melalui perletakan. Beban vertikal maksimum pada perletakan dipadatkan dari analisa perhitungan pelat lantai jembatan. Dari perhitungan pembebanan tersebut dapat ditentukan jenis pondasi yang cocok untuk abutment dan juga tipe perletakan yang akan digunakan.

Beban horizontal pada abutment diakibatkan oleh beban angin, efek temperatur, rangkak (*creep*), beban pengereman lalu lintas dan pemasangan tembok pelindung jembatan (parapet). Beban sentrifugal juga dapat disebabkan apabila jari-jari lengkungan jalan pada jalan kurang dari 1000 meter. Beban longitudinal yang berasal dari efek temperatur pada pelat lantai akan bergantung pada jenis perletakan yang digunakan. Perletakan elastomer pada umumnya dipasang dengan merekatkan pelat lantai dan ujung abutment sehingga elastomer tersebut dapat berubah bentuk ketika pelat lantai berdeformasi. Gaya longitudinal yang dihasilkan oleh deformasi tersebut harus sesuai dengan kekakuan geser dari perletakan dan besarnya gerakan yang terjadi.

Pada sisi lain, geser yang terjadi pada perletakan akan menghasilkan beban longitudinal yang sebanding dengan reaksi beban mati dan koefisien friksi antara geser permukaan. Koefisien friksi (μ) nilainya bervariasi antara 0,01 sampai 0,08 tergantung tipe perletakan dan kuat tekan perletakan. (Childs, 1993).

Jenis beban yang akan diperhitungkan dalam pembebanan antara lain.

$$F \leq \frac{f \cdot W}{\Sigma H}; F = 1,5 \quad [2.72]$$

Dimana:

f = koefisien gesek antara beton dengan tanah = 0,6

W = beban vertikal yang bekerja pada dinding yaitu berat sendiri abutment, berat tanah dan beban struktur bangunan beton

$W = W_{\text{total}} + R_D$

W_{total} = berat sendiri abutment dan berat tanah diatas abutment

R_D = beban struktur bangunan atas yang dipikul oleh abutment (reaksi di perletakan)

$$\Sigma H = E_{a1} + E_{a2} + E_{w1} + E_{w2} \quad [2.73]$$

b. Kontrol penurunan

c. Kontrol guling

Kontrol guling tidak perlu dilakukan apabila kontrol geser dan kontrol penurunan sudah memenuhi syarat. Untuk menganalisa kontrol guling kita harus menemukan satu titik acuan. Titik acuan dapat diambil dengan melihat bagian terluar dari pangkal *abutment*. Titik tersebut kemudian dinamakan sebagai titik pusat guling. Langkah selanjutnya adalah menghitung momen penahan dan momen guling. Kontrol guling lalu dihitung dengan menguraikan persamaan sebagai berikut.

$$\text{Syarat} = \frac{\Sigma \text{Momen penahan}}{\Sigma \text{Momen guling}} \geq 2,2 \quad [2.74]$$

2.10 Perumusan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang

Secara umum perumusan kapasitas daya dukung tiang pancang dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{\text{ult}} = Q_s + Q_p \quad [2.75]$$

di mana:

Q_{ult} = Daya dukung *ultimate* pondasi tiang pancang

Q_s = Gesekan sepanjang keliling tiang pancang (*friction*).

Q_p = Daya dukung ujung tiang pancang (*end bearing capacity*)

BAB V

PERENCANAAN DAN PEMILIHAN ALTERNATIF

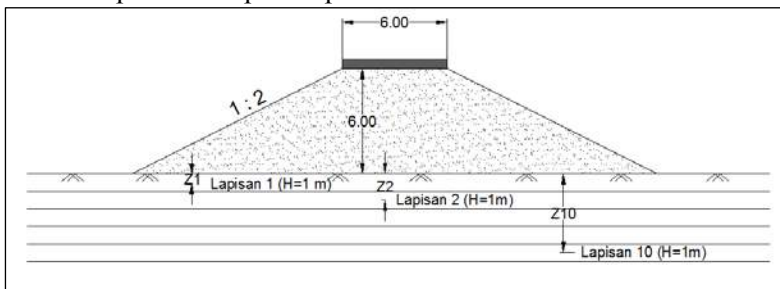
5.1 Perhitungan Besar Pemampatan (S_c) dan Tinggi Timbunan Awal ($H_{initial}$)

5.1.1 Alternatif 1 (timbunan miring)

Suatu lapisan tanah dianggap mudah memampat apabila lapisan tanah tersebut berupa tanah lempung atau lanau dengan rentang konsistensi sangat lunak sampai dengan menengah (*very soft to medium stiff soil*).

Timbunan oprit direncanakan untuk sebelum dan sesudah sungai memiliki ketinggian yang sama. Dari profil lapisan tanah dasar yang ditunjukkan pada Bab IV, dapat diketahui kedalaman tanah asli yang direncanakan untuk sebelum dan sesudah sungai adalah 10 meter yang merupakan lapisan *medium stiff* dengan SPT = 10. Maka, perhitungan besar *settlement* harus ditinjau sampai kedalaman 10 meter (*compressible soil*).

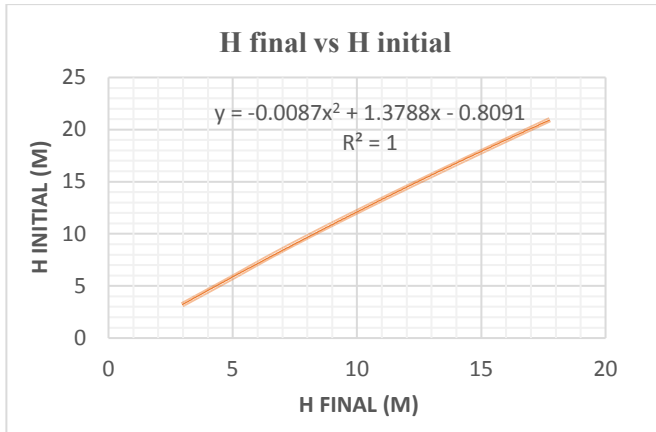
Tanah dasar dibagi dalam lapisan-lapisan dengan ketebalan $H=1$ m seperti ditampilkan pada Gambar 5.1



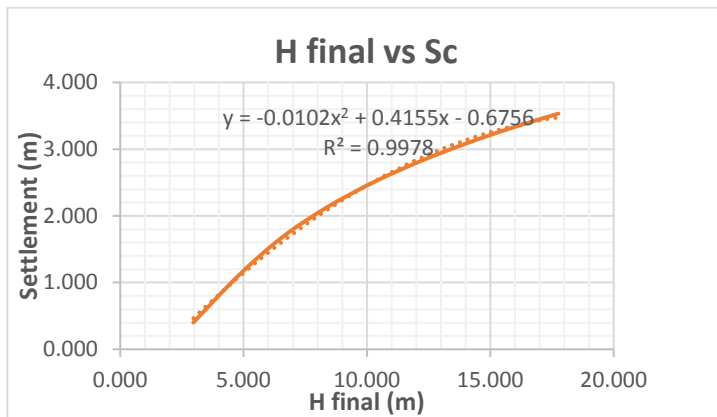
Gambar 5.1 Pembagian Lapisan Tanah Dasar Setiap 1m

Untuk mendapatkan nilai $H_{initial}$ dilakukan perhitungan pemampatan konsolidasi akibat variasi pemberian beban timbunan (q), beban merata *pavement* jalan, dan beban *traffic*. Variasi beban timbunan yang diberikan yaitu:

$$h \text{ timbunan} = 3 \text{ m} \rightarrow q = 3 \times \gamma_{\text{timb}} = 5.4 \text{ t/m}$$



Gambar 5.2 Grafik Hubungan H_{final} dengan $H_{initial}$ (Alternatif 1)



Gambar 5.3 Grafik Hubungan H_{final} dengan *Settlement* (Alternatif 1)

Dari grafik-grafik di atas dapat ditentukan $H_{inisial}$ dan *settlement* yang terjadi dengan H_{final} yaitu:

1. Pada zona 1 ($H_{final} = 6$ meter)
 $H_{inisial} = 7,2$ m dan *settlement* = 1,45 m
2. Pada zona 2 ($H_{final} = 5,3$ meter)
 $H_{inisial} = 6,3$ m dan *settlement* = 1,24 m

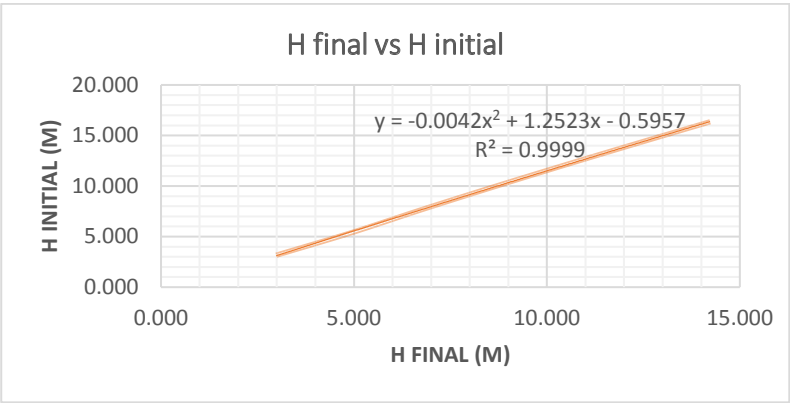
5.1.2 Alternatif 2 (timbunan tegak)

Untuk perhitungan tinggi timbunan awal dan *settlement* pada alternatif 2 sama seperti langkah pada sub bab 5.1.1. Perhitungan perubahan tegangan akibat beban timbunan digunakan grafik pada Gambar 2.2. Hasil perhitungan besar timbunan awal dan *settlement* akibat timbunan, *traffic*, dan *pavement* ditampilkan pada Tabel 5.2

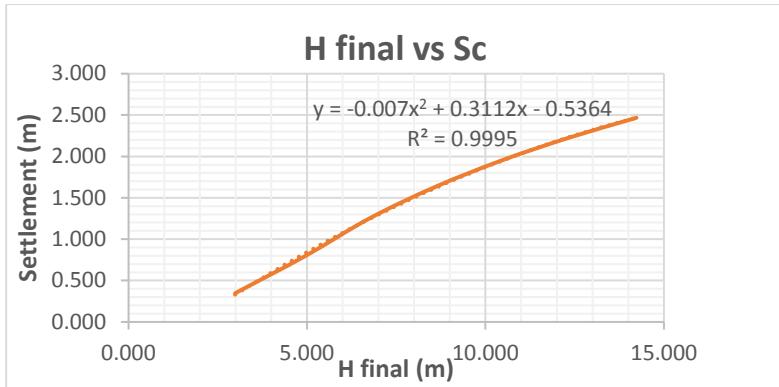
Tabel 5.2 Hasil Perhitungan $H_{initial}$, $H_{Bongkar\ Traffic}$ dan H_{final}
Alternatif 2

q timb	Sc akibat q timb	H initial	H bongkar Traffic	Tebal Pavement	Sc akibat pavement	H final	Sc total
t/m2	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
Direncanakan	Perhitungan	(A+B)/yt	Grafik	Direncanakan	Perhitungan	C-B-D+E-F	B+F
A	B	C	D	E	F	G	H
5.4	0.289	3.160	0.278	0.450	0.058	2.986	0.347
9	0.749	5.416	0.111	0.450	0.049	4.957	0.798
12.6	1.212	7.673	0.111	0.450	0.041	6.759	1.253
16.2	1.597	9.887	0.111	0.450	0.035	8.594	1.632
19.8	1.920	12.067	0.111	0.450	0.032	10.454	1.952
23.4	2.198	14.221	0.111	0.450	0.028	12.334	2.226
27	2.443	16.357	0.111	0.450	0.024	14.229	2.467

(Sumber: Hasil Analisis)



Gambar 5.4 Grafik Hubungan H_{final} dengan $H_{initial}$ (Alternatif 2)



Gambar 5.5 Grafik Hubungan H_{final} dengan *Settlement* (Alternatif 2)

Dari grafik-grafik di atas dapat ditentukan $H_{inisial}$ dan *settlement* yang terjadi dengan H_{final} yaitu:

3. Pada zona 1 ($H_{final} = 6$ meter)
 $H_{inisial} = 6,8$ m dan *settlement* = 1,1 m
4. Pada zona 2 ($H_{final} = 5,3$ meter)
 $H_{inisial} = 5,9$ m dan *settlement* = 0,9 m

Perhitungan tinggi timbunan awal dan *settlement* untuk timbunan tegak ditampilkan pada Lampiran 3.

5.2 Perencanaan Perbaikan Tanah dengan PVD

5.2.1 Perhitungan waktu konsolidasi (t)

Waktu konsolidasi (t) dihitung dengan Persamaan 2.19. Berikut adalah contoh perhitungan untuk tanah dasar sebelum sungai:

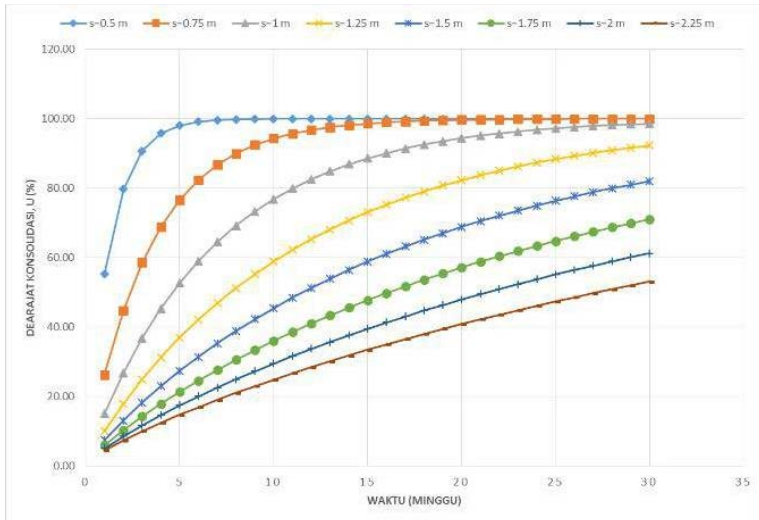
$$t = \frac{T_v H_{dr}^2}{C_v}$$

dengan:

$$T_v = 0,848 \text{ (Tabel 2.3)}$$

$$H_{dr} = 10 \text{ meter}$$

$$C_v = \frac{H_1 + H_2 + \dots + H_n^2}{\left(\frac{H_1}{\sqrt{C_{v1}}} + \frac{H_2}{\sqrt{C_{v2}}} + \dots + \frac{H_n}{\sqrt{C_{vn}}} \right)^2} \text{ (Persamaan 2.20)}$$



Gambar 5.6 Grafik Hubungan Derajat Konsolidasi (U) dengan Waktu Timbunan dengan PVD Pola Segiempat

Dari Gambar 5.6 didapat jarak antar PVD pola segiempat yang dipakai adalah 1 m.

5.2.2.2 Perencanaan PVD dengan pola segitiga

Berikut adalah contoh perhitungan perencanaan PVD pola segi empat untuk sisi sebelum sungai dengan jarak $S = 1$ m:

- Menghitung Fungsi Hambatan PVD ($F(n)$) menggunakan Persamaan 2.23 atau Persamaan 2.24.

D = diameter ekuivalen dari lingkaran tanah yang merupakan daerah pengaruh dari *vertical drain*.

$$= 1,05 \times S \text{ (Lampiran 1)}$$

$$= 1,05 \times 1$$

$$= 1,05 \text{ m}$$

$$dw = 2(a+b)/\pi$$

$$= 2(100+3)/\pi$$

$$= 51,5 \text{ mm}$$

$$n = D/dw$$

$$= 1,05 \text{ m} / 0,0515 \text{ m}$$

$$= 2 \times 0,000000085 \text{ m}^2/\text{detik}$$

$$= 0,00000017 \text{ m}^2/\text{minggu}$$

$$U_h = \left[- \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{tx8xCh}{D^2 x 2 x F n} \right)}} \right) \right]$$

$$= \left[- \left(\frac{1}{e^{\left(\frac{1 \times 604800 \times 8 \times 0,00000017}{105^2 \times 2 \times 2 \times 265} \right)}} \right) \right]$$

$$= 0,152$$

- Menghitung Derajat Konsolidasi rata-rata (Urata-rata) dengan PVD menggunakan Persamaan 2.30

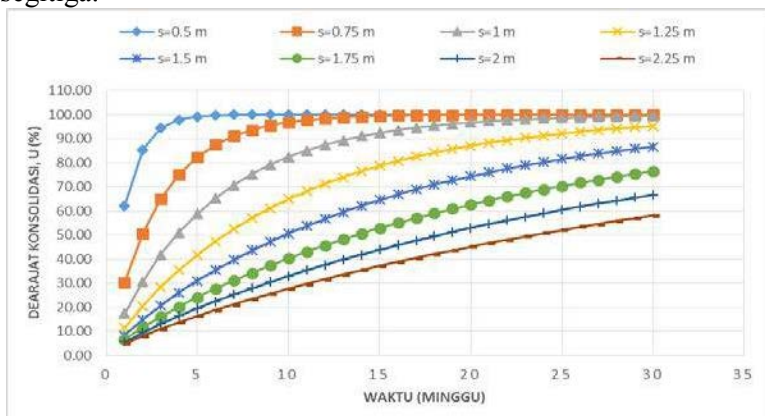
$$U \text{ rata-rata} = (1 - (1 - U_h) \times (1 - U_v)) \times 100\%$$

$$= (1 - (1 - 0,152) \times (1 - 0,0256)) \times 100\%$$

$$= 17,37 \%$$

Perhitungan diatas dilakukan untuk seluruh jarak PVD (S). Hasil perhitungan derajat konsolidasi rata-rata (U) untuk pola segitiga pada setiap S ditampilkan pada Lampiran 4.

Pada Gambar 5.7 ditampilkan grafik hubungan waktu dengan derajat konsolidasi dengan menggunakan PVD pola segitiga.



Gambar 5.7 Grafik Hubungan Derajat Konsolidasi (U) dengan Waktu Timbunan dengan PVD Pola Segitiga

Dari Gambar 5.7 didapat jarak antar PVD pola segitiga yang dipakai adalah 1,25 m.

Jadi, PVD yang dipakai adalah menggunakan pola segitiga dengan jarak 1,25 m, karena jarak yang lebih besar menghasilkan kuantitas yang lebih sedikit, yang mengakibatkan biaya yang lebih sedikit pula.

5.3 Alternatif Perencanaan Perkuatan Geotextile (Alternatif 1)

Seperti yang telah dijelaskan pada Sub bab 2.6 bahwa sebelum merencanakan perkuatan perlu diketahui terlebih dahulu tinggi H_{kritis} dan peningkatan C_u akibat penimbunan bertahap.

5.3.1 Penentuan tinggi timbunan kritis (H_{cr})

Tinggi timbunan kritis (H_{cr}) yaitu tinggi timbunan yang masih mampu dipikul oleh tanah dasar agar timbunan tidak mengalami kelongsoran. Berikut hasil perhitungan H_{kritis} timbunan dengan Persamaan 2.31 yaitu:

SF = 1,4 (Berdasarkan Tabel 2.4)

$N_c = 5,956$ (Interpolasi dari Tabel 2.8)

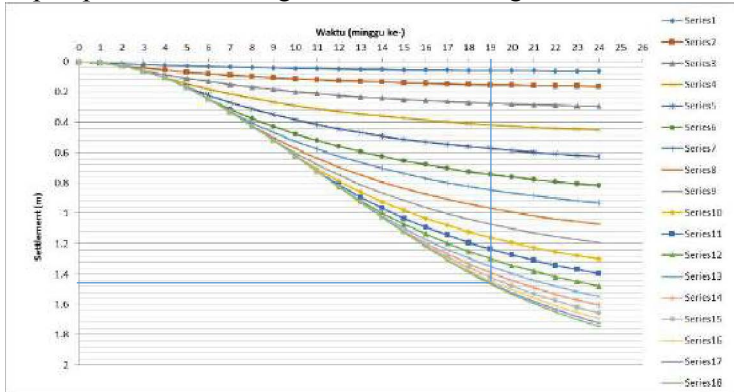
$$H_{cr} = \frac{c N_c}{SF \gamma_{timb}}$$

$$H_{cr} = \frac{H_{cr}}{m}$$

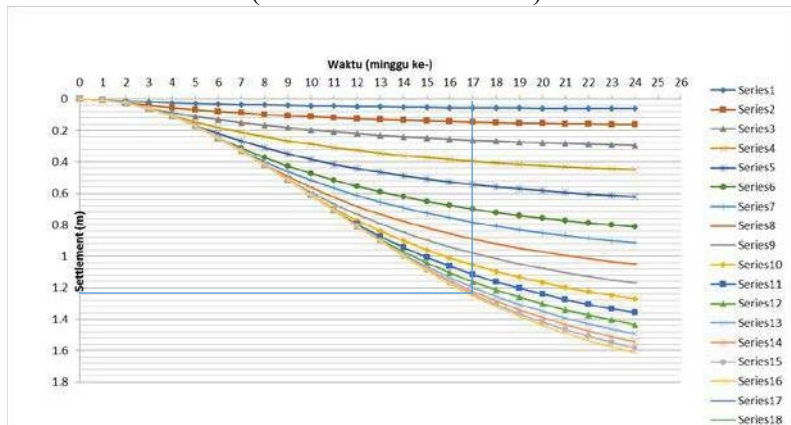
Dengan penimbunan bertahap setiap 0,4 meter/minggu, didapatkan waktu 6 minggu untuk mencapai tinggi timbunan setinggi H_{kritis} . Nilai C_u diasumsikan meningkat setelah tanah diberi beban timbunan setinggi H_{kritis} , maka perlu dihitung berapa besar peningkatan C_u selama 6 minggu. Untuk tahap berikutnya, daya dukung tanah dasar harus cukup kuat menahan timbunan berikutnya, untuk itu harus dilakukan pengecekan daya dukung tanah terlebih dahulu.

5.3.3 Pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap

Pemampatan akibat penimbunan bertahap dihitung dengan Persamaan 2.16, Persamaan 2.17, dan Persamaan 2.18 yang selanjutnya didapatkan gambar grafik hubungan antara waktu atau tahapan penimbunan dengan *Settlement* sebagai berikut :

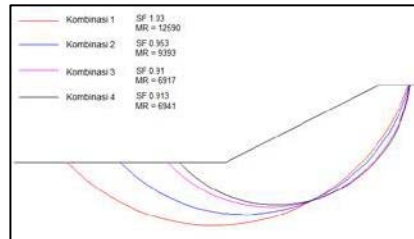


Gambar 5.8 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 1 (Alternatif 1).
(Sumber: Hasil Analisis)

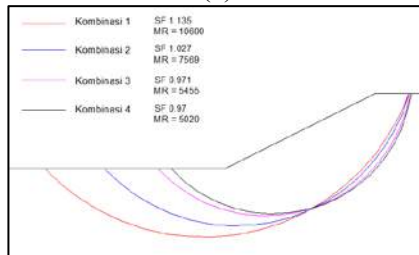


Gambar 5.9 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 2 (Alternatif 1).
(Sumber: Hasil Analisis)

Dari seluruh hasil analisis tersebut, diperoleh gambar kelongsoran untuk timbunan oprit pada zona 1 dan zona 2 pada Gambar 5.11.



(a)



(b)

Gambar 5.11 Gambar Hasil Analisis Kelongsoran a) zona 1; b) zona 2 pada Alternatif 1

Karena SF terkritik dari kedua zona tersebut kurang dari 1,4 maka diperlukan perkuatan timbunan.

Dari Gambar 5.11 diperoleh kombinasi yang dipakai yaitu kombinasi 3 untuk zona 1 dan zona 2, karena membutuhkan jumlah lapisan *geotextile* paling banyak. Berikut contoh perhitungan perkuatan *geotextile*:

Pada perencanaan ini digunakan *geotextile* dengan *Tensile Strength* (T_{ult}) sebesar 52 kN/m.

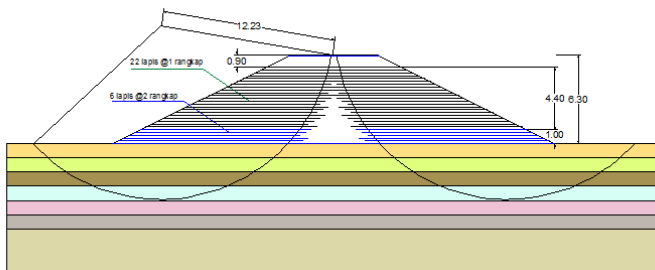
$$T_{allow} = T_{ultimate} \left[\frac{1}{FS_{id} \times FS_{cr} \times FS_{cd} \times FS_{bd}} \right]$$

$$FS_{id} = 1.5$$

$$FS_{cr} = 2.0$$

$$FS_{cd} = 1.25$$

$$FS_{bd} = 1.15$$



(b)

Gambar 5.12 Sketsa Pemasangan *Geotextile* (a)Zona 1,(b) Zona 2

5.4 Alternatif Perencanaan Kombinasi *Geogrid* dan *Multiblocks* sebagai Perkuatan Timbunan Arah Melintang

Pada Alternatif perkuatan timbunan arah melintang menggunakan kombinasi *geogrid* dan *multiblocks* ini direncanakan timbunan tegak dengan lebar 6 meter untuk zona 1 maupun zona 2. Karena timbunan merupakan timbunan tegak maka diperlukan adanya perkuatan sejak awal penimbunan. Dalam pelaksanaannya, penimbunan dilakukan secara bertahap sehingga perlu dihitung peningkatan C_u akibat pentahapan tersebut, serta diperlukan adanya pengecekan apakah dengan peningkatan C_u pada minggu tertentu dapat menahan timbunan pada tahapan di minggu tersebut. Nilai C_u nantinya digunakan untuk mengecek apakah kontrol daya dukung tanah dasar terpenuhi.

5.4.1 Perhitungan peningkatan kohesi *undrained* (C_u)

Seperti halnya pada sub bab 5.3.2, dilakukan percobaan dengan menggunakan program *geoslope* untuk mencari tau pada ketinggian timbunan berapa tanah dasar mulai longsor dengan peningkatan nilai C_u akibat timbunan bertahap. Berdasarkan percobaan didapatkan bahwa tanah longsor ketika tanah dasar diberi timbunan setinggi 4,8 m dengan peningkatan C_u di minggu ke-12. Hasil perhitungan peningkatan C_u di minggu ke 12 dapat

dilihat pada Tabel 5.13. Nilai C_u nantinya digunakan untuk mengecek apakah kontrol daya dukung tanah dasar terpenuhi dan untuk merencanakan perkuatan tambahan jika daya dukung tetap tidak memenuhi.

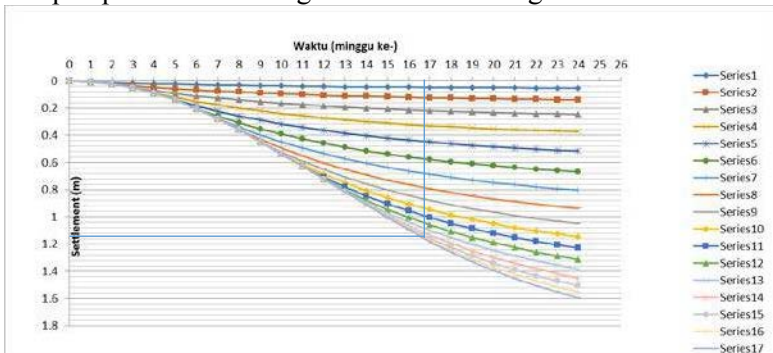
Tabel 5.13 Hasil Perhitungan Peningkatan C_u minggu ke-12

$\Sigma \sigma_p$ ¹	Kedalaman			PI	Cu lama	Cu baru (Ardana & Mochtar)
kg/cm ²	(m)			%	kg/cm ²	kg/cm ²
0.371	0	-	1	37.282	0.108	0.122
0.419	1	-	2	37.282	0.108	0.128
0.449	2	-	3	37.282	0.108	0.132
0.484	3	-	4	34.553	0.104	0.139
0.517	4	-	5	34.553	0.104	0.143
0.557	5	-	6	34.553	0.104	0.148
0.603	6	-	7	34.938	0.371	0.154
0.653	7	-	8	34.938	0.371	0.161
0.709	8	-	9	34.938	0.371	0.168
0.761	9	-	10	38.059	0.292	0.172

(Sumber: Hasil Analisis)

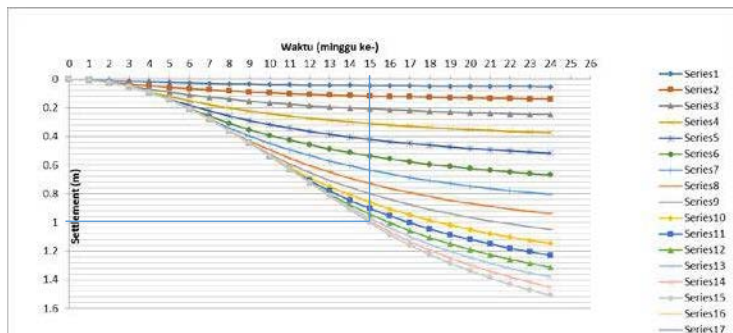
5.4.2 Pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap

Pemampatan akibat penimbunan bertahap dihitung dengan Persamaan 2.16, Persamaan 2.17, dan Persamaan 2.18 yang selanjutnya didapatkan gambar grafik hubungan antara waktu atau tahapan penimbunan dengan *Settlement* sebagai berikut :



Gambar 5.13 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 1 (Alternatif 2).

(Sumber: Hasil Analisis)



Gambar 5.14 *Settlement* tiap tahapan timbunan PVD segitiga dengan jarak 1,25 m untuk zona 2 (Alternatif 2).

(Sumber: Hasil Analisis)

Berdasarkan Gambar 5.13 dan Gambar 5.14 didapatkan waktu yang diperlukan untuk menyelesaikan pemampatan konsolidasi pada penimbunan bertahap zona 1 adalah 17 minggu dan untuk zona 2 adalah 15 minggu. Hasil Perhitungan *settlement* akibat timbunan bertahap tiap lapisan pada zona 1 dan zona 2 dapat dilihat pada Lampiran 7.

5.4.3 Perencanaan *multiblocks* dan *geogrid*

Perhitungan *geogrid* sebagai dinding penahan tanah dapat dihitung menggunakan prinsip *geotextile* sebagai dinding penahan tanah. Penentuan jarak antar *geogrid* mengacu pada tinggi 1 unit block yaitu 0,2 m sehingga jarak antar *geogrid* harus berjarak kelipatan 0,2 m. Berikut contoh perhitungan perencanaan *geogrid* pada zona 1:

1. Perhitungan kuat tarik ijin menggunakan Persamaan 2.36

Geogrid : $T_{ult} = 59,17 \text{ kN/m}$

$$T_{allow} = \frac{59,17}{1,5 \times 2 \times 1 \times 1}$$

$$T_{allow} = 19,72 \text{ kN/m}$$

Geotextile : $T_{ult} = 52 \text{ kN/m}$

$$T_{allow} = \frac{52}{1,5 \times 2 \times 1 \times 1}$$

$$T_{allow} = 17,33 \text{ kN/m}$$

$$= \frac{14 - 1.131 \times 4853.404}{6.53 \times 13.254}$$

$$= 1,5 \text{ buah / meter tegak lurus gambar} \approx 2 \text{ buah/m}$$

(n asumsi konvergen dengan n hitung)

maka dipakai jumlah cerucuk per meter sebanyak 2 buah.

Rekapitulasi hasil perhitungan kebutuhan cerucuk untuk zona 1 ditampilkan pada Tabel 5.26 dan untuk zona 2 ditampilkan pada Tabel 5.27.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk
Zona 1

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk (1 sisi)	Kebutuhan cerucuk (2 sisi)	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.139	1218.428	20x20	2	4	1	3.6	2	6
2	1.259	403.9051	20x20	1	2	1	2.43	2	5
3	1.131	1305.566	20x20	2	4	1	3.65	2	6
4	1.179	862.4061	20x20	2	4	1	3.15	2	6

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.27 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk
Zona 2

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk (1 sisi)	Kebutuhan cerucuk (2 sisi)	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.204	854.5698	20x20	2	4	1	3.98	2	6
2	1.211	792.6763	20x20	2	4	1	3.89	2	6
3	1.285	271.6148	20x20	1	2	1	2.95	2	5
4	1.252	435.7016	20x20	2	4	1	3.47	2	6

(Sumber: Hasil Analisis)

Perhitungan percobaan kebutuhan cerucuk masing-masing SF ditampilkan pada Lampiran 8. Gambar pemasangan perkuatan kombinasi *multiblocks*, *geogrid*, dan cerucuk dapat dilihat pada Lampiran 11.

5.5 Perencanaan *Geotextile Wall* Arah Memanjang Jalan

Direncanakan *geotextile* sebagai dinding penahan pada timbunan ke arah sungai. *Geotextile* yang digunakan sama dengan *geotextile* sebagai perkuatan timbunan arah melintang yaitu tipe

Tabel 5.28 Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk Arah Memanjang jalan (Alternatif 1)

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	0.868	4077.155	20x20	4	1	6.1	2.5	9
2	1.273	486.0618	20x20	1	1	4	2.5	7
3	0.907	5422.022	20x20	4	1	5.7	2.5	9
4	0.985	3755.771	20x20	3	3	4.8	2.5	8

(Sumber: Hasil Analisis)

Tabel 5.29 Hasil Perhitungan Kebutuhan Cerucuk Arah Memanjang jalan (Alternatif 2)

No	SF minimum	ΔMR	Dimensi cerucuk	Kebutuhan cerucuk	Jarak antar cerucuk	La (atas bidang longsor)	Lb (bawah bidang longsor)	L total
		(kNm)	(m)	(buah/m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	1.029	3132.733	20x20	3	1	6	2.5	9
2	1.042	2505.588	20x20	3	1	5.9	2.5	9
3	1.348	192.5813	20x20	1	1	4	2.5	7
4	1.032	3332.468	20x20	3	1	5.9	2.5	9

(Sumber: Hasil Analisis)

Perhitungan kebutuhan cerucuk masing-masing SF ditampilkan pada Lampiran 9. Gambar perencanaan perkuatan arah memanjang jalan dengan *geotextile* dan cerucuk ditampilkan pada Lampiran 11.

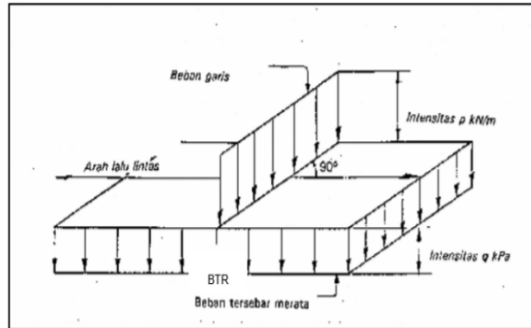
5.6 Perencanaan *Abutment* dan Pondasi *Abutment*

5.6.1 Pembebanan *abutment*

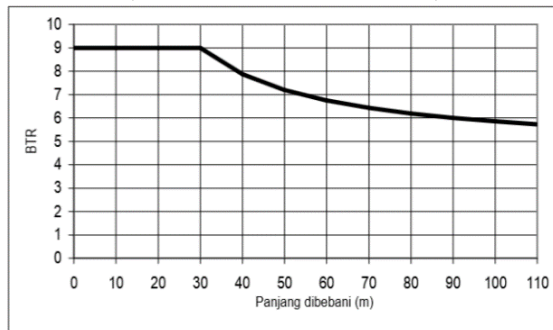
Perencanaan beban yang bekerja pada sturktur bangunan bawah jembatan berdasarkan pada RSNI T-02-2005 dan SNI 2833-2008. Dimana beban yang bekerja di kombinasikan untuk menghasilkan nilai beban seperti kondisi kenyataannya.

5.6.1.1 Data perencanaan

Panjang girder (L)	= 30 m
Lebar jalan (b)	= 4,5 m
Tebal plat lantai jembatan (t_s)	= 0.2 m
Tebal lapisan aspal + overlay (t_a)	= 0.05 m
Lebar abutment (B)	= 6 m



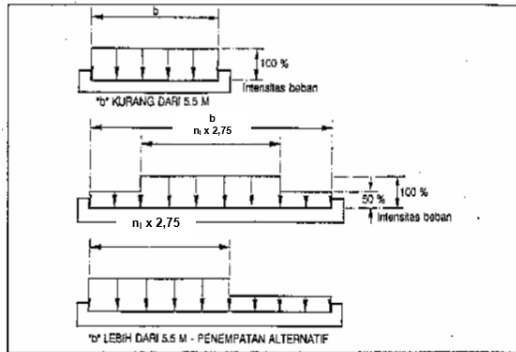
Gambar 5.21 Beban Lajur "D"
(sumber: RSNI T-02-2005)



Gambar 5.22 BTR vs Panjang yang Dibebani
(sumber: RSNI T-02-2005)

Untuk panjang bentang 30 m, menurut Gambar 5.22 memiliki nilai q BTR sebesar 9 kPa.

Menurut RSNI T-02-2005, bila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban "D" harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100 % seperti tercantum dalam Pasal 6.3.1. dan Gambar 5.23.



Gambar 5.23 Penyebaran Pembebanan pada Arah Melintang
(sumber: RSNI T-02-2005)

Maka beban terbagi rata yang terjadi pada *abutment*:

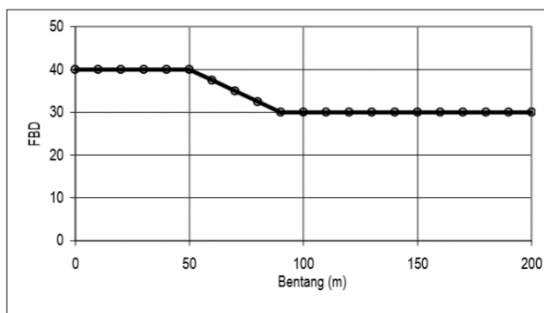
$$P_{BTR} = 0,5 \times q \times b \times L$$

$$P_{BTR} = 0,5 \times 9 \times 4,5 \times 30$$

$$P_{BTR} = 607,5 \text{ kN}$$

Untuk perhingan Beban Garis Terpusat (BGT) mempunyai intensitas $p = 49 \text{ kN/m}$ dan memiliki faktor beban dinamis (FBD) yang bergantung pada bentang jembatan. Faktor beban dinamis untuk BGT diambil sebagai berikut :

- FBD = 0.4, untuk $L \leq 50 \text{ m}$
- $FBD = 0.4 - 0.0025 \times (L - 50)$, untuk $50 < L < 90 \text{ m}$
- FBD = 0.3, untuk $L \geq 90 \text{ m}$



Gambar 5.24 Faktor Beban Dinamis (FBD) untuk Beban BGT
(sumber: RSNI T-02-2005)

Untuk panjang bentang 30 m, menurut Gambar 5.24 memiliki nilai FBD sebesar 40%. Besarnya BGT dapat dilihat pada perhitungan berikut.

$$P_{BGT} = 0,5 \times P \times (1+DLA) \times b$$

$$P_{BGT} = 0,5 \times 49 \times (1+0.4) \times 4,5$$

$$P_{BGT} = 154,35 \text{ kN}$$

Maka besarnya beban lajur D pada abutment adalah sebesar:

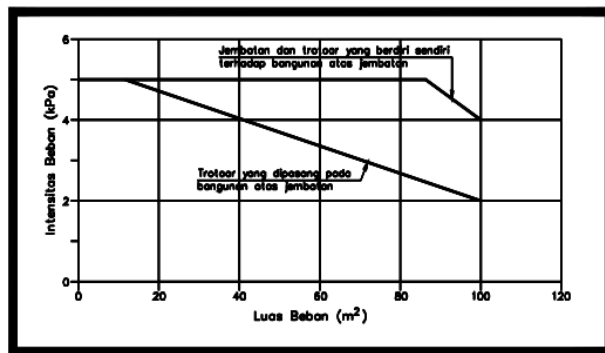
$$P_{TD} = (P_{BTR} + P_{BGT}) = (607,5 + 154,35) = 761,85 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban thd. Pondasi, $e = -0.13 \text{ m}$. Momen pada fondasi akibat beban lajur "D",

$$M_{TD} = P_{TD} \times e = -99,04 \text{ kNm}$$

b. Beban pejalan kaki (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya. A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2). Besarnya beban hidup merata q untuk beban pejalan kaki dapat dilihat pada Gambar 5.25



Gambar 5.25 Pembebanan Pejalan Kaki
(sumber: RSNI T-02-2005)

Dengan data jembatan:

$$\text{Lebar trotoar, } (b1) = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{L jembatan, } (L) = 30 \text{ m}$$

$$\text{Luas trotoar yang di bebani pejalan kaki} = 15 \text{ m}^2$$

Sehingga di dapat,

Beban vertikal merata, (q) = 5 kN/m²

Jumlah trotoar, (n) = 2 buah

Beban akibat pejalan kaki, (T_{TP})

$$\begin{aligned} T_{TP} &= b_1 \times q \times n \times L \\ &= 0.5 \times 5 \times 2 \times 30 \\ &= 150 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_{TP} \text{ abutment} = 0.5 \times 150 = 75 \text{ kN}$$

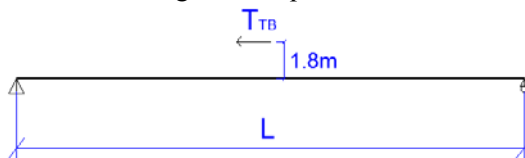
Eksentrisitas beban terhadap pondasi, $e = -0.13 \text{ m}$

Momen pada fondasi akibat beban pedestrian,

$$M_{TP} = P_{TP} \times e = -9,75 \text{ tm}$$

c. Gaya rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1.8 m diatas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan diperhitungkan senilai dengan 5% dari 100% beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu-lintas tanpa dikalikan dengan DLA dalam satu jurusan. Beban lajur D disini tidak direduksi bila panjang bentang melebihi 30 m, digunakan $q = 9 \text{ kPa}$.



Gambar 5.26 Gaya Akibat Beban Rem

Panjang girder, (L) = 30 m

Beban merata pada girder, (P_{TD}) = 1215 kN

Beban terpusat pada girder tanpa DLA, (P_{TD}) = 220,5 kN

Gaya rem satu girder, (T_{TB})

$$T_{TB} = 5\% \times (1215 + 220,5) \\ = 71,775 \text{ kN}$$

lengan terhadap titik putar pondasi, (y_a) = 8.3 m

Momen akibat gaya rem, (M_{TB}) = $T_{TB} \times y_a = 595,733 \text{ kNm}$

5.6.1.4 Aksi lingkungan

Beban akibat aksi lingkungan yaitu terdiri dari beban temperatur (ET), beban angin (EW), dan beban gempa (EQ).

a. Pengaruh temperatur (ET)

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan.

Tabel 5.34 Temperatur Jembatan Rata-rata Nominal

Tipe Bangunan Atas	Temperatur Jembatan Rata-rata Minimum (1)	Temperatur Jembatan Rata-rata Maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton.	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	45°C
CATATAN (1) Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m diatas permukaan laut.		

(sumber: RSNI-T02-2005)

Tabel 5.35 Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu

Bahan	Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu	Modulus Elastisitas MPa
Baja	12×10^{-6} per °C	200.000
Beton:		
Kuat tekan <30 MPa	10×10^{-6} per °C	25.000
Kuat tekan >30 MPa	11×10^{-6} per °C	34.000
Aluminium	24×10^{-6} per °C	70.000

(sumber: RSNI-T02-2005)

Temperatur rata-rata min, (T_{\min}) = 15°C

Temperatur rata-rata max, (T_{\max}) = 40°C

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det) = 30 m/s

Ab = luas bidang samping jembatan (m^2)

Tabel 5.36 Koefisien Seret C_w

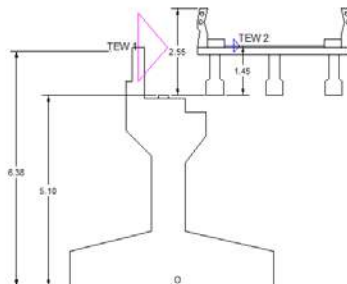
Tipe Jembatan	C_w
Bangunan atas masif: (1), (2) $b/d = 1.0$ $b/d = 2.0$ $b/d \geq 6.0$	2.1 (3) 1.5 (3) 1.25 (3)
Bangunan atas rangka	1.2
CATATAN (1) b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif CATATAN (2) Untuk harga antara dari b/d bisa diinterpolasi linier CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %	

(sumber: RSNI-T02-2005)

Tabel 5.37 Kecepatan Angin Rencana V_w

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

(sumber: RSNI-T02-2005)



Gambar 5.28 Skema Pengaruh Angin terhadap Struktur Jembatan

Luas samping bangunan atas, (Ab_1)

- **Beban gempa arah memanjang jembatan (arah x)**

Tinggi breast wall, L_b = 4,1 m

Ukuran penampang breast wall, $b = B_y$ = 6 m

h = 0,75 m

Inersia penampang breast wall, I_c = $1/12 \times b \times h^3$
= 0,281 m⁴

Mutu beton, $K - 300 f_c' = 0.83 \times K / 10$ = 24,9 MPa

Modulus elastis beton, $E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'}$ = 23452,953 MPa

E_c = 23452952,91 kPa

Nilai kekakuan, $K_p = 3 \times E_c \times I_c / L_b^3$ = 287117,555 kN/m

Percepatan grafitasi, g = 9,81 m/det²

Berat sendiri struktur atas = 1062,001 kN

Berat mati tambahan = 125,325 kN

Beban sendiri struktur bawah = 2451,071 kN

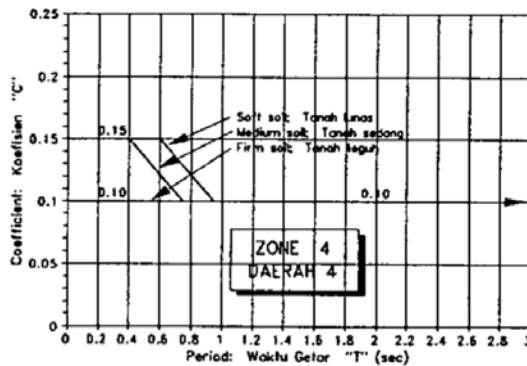
$WTP = (1062,001 + 125,325) + 1/2 \times 2451,071 = 2705,717 \text{ kN}$

$T = 2 \times \pi \times \sqrt{[WTP / (g \times K_p)]} = 0,185 \text{ detik}$

Tabel 5.38 Kondisi Tanah untuk Koefisien Geser Dasar

Jenis Tanah	Tanah Teguh	Tanah Sedang	Tanah Lunak
Untuk seluruh jenis tanah	$\leq 3 \text{ m}$	$> 3 \text{ m}$ sampai 25 m	$> 25 \text{ m}$
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 50 kPa:	$\leq 6 \text{ m}$	$> 6 \text{ m}$ sampai 25 m	$> 25 \text{ m}$
Pada tempat dimana hamparan tanah salah satunya mempunyai sifat kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata lebih besar dari 100 kPa, atau tanah berbutir yang sangat padat:	$\leq 9 \text{ m}$	$> 9 \text{ m}$ sampai 25 m	$> 25 \text{ m}$
Untuk tanah kohesif dengan kekuatan geser <i>undrained</i> rata-rata tidak melebihi 200 kPa:	$\leq 12 \text{ m}$	$> 12 \text{ m}$ sampai 30 m	$> 30 \text{ m}$
Untuk tanah berbutir dengan ikatan matrik padat:	$\leq 20 \text{ m}$	$> 20 \text{ m}$ sampai 40 m	$> 40 \text{ m}$
CATATAN (1) Ketentuan ini harus digunakan dengan mengabaikan apakah tiang pancang diperpanjang sampai lapisan tanah keras yang lebih dalam			

(Sumber: RSNI-T02-2005)



Gambar 5.29 Koefisien Geser Dasar (C)
(Sumber: RSNI-T02-2005)

Kondisi tanah dasar termasuk sedang. Lokasi di wilayah gempa 4.

Koefisien geser dasar, $C = 0,15$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang, faktor jenis struktur dihitung dengan rumus :

$$S = 1 \times F$$

dengan, $F = 1,25 - 0,025 \times n$ dan F harus diambil ≥ 1 F = faktor perangkaan, n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

Untuk, $n = 1$ maka :

$$F = 1,25 - 0,025 \times n = 1,225$$

$$S = 1 \times F = 1,225$$

Koefisien beban gempa horisontal,

$$K_h = C \times S = 0,18375$$

Tabel 5.39 Faktor kepentingan

1. Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif.	1,2
2. Seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi.	1,0
3. Jembatan sementara (misal: Bailey) dan jembatan yang direncanakan untuk pembebanan lalu lintas yang dikurangi sesuai dengan pasal 6.5.	0,8

(Sumber: RSNI-T02-2005)

Faktor tipe struktur, S	= 1 x F
	= 1,225
Koefisien beban gempa horisontal, Kh = C x S	
	= 0,1225
Faktor kepentingan, I	= 1,0
Wt	= Pms + Pma = 3714,816 kN
Gaya gempa, T _{EQ}	= Kh x I x Wt
	= 455,065 kN
Momen gempa, M _{EQ}	= 1104,447 kNm

5.6.1.5 Kombinasi beban kerja

Perhitungan kombinasi pembebanan pada *abutment* merupakan lanjutan perhitungan dari pembebanan *abutment*. Kombinasi beban-beban itu sendiri dapat dilihat pada Tabel 5.41. Tabel 5.41 Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi tetap	X	X	X	X	X	X	X
Beban lalu lintas	X	X	X	X	-	-	X
Pengaruh temperatur	-	X	-	X	-	-	-
Arus/hanyutan/hidro/daya apung	X	X	X	X	X	-	-
Beban angin	-	-	X	X	-	-	-
Pengaruh gempa	-	-	-	-	X	-	-
Beban tumbukan	-	-	-	-	-	-	X
Beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	X	-
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan r_{os}	nil	25%	25%	40%	50%	30%	50%

(Sumber: RSNI-T02-2005)

Perincian masing-masing hasil kombinasi dapat dilihat pada Lampiran 9. Rekap hasil perhitungan kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.43.

Spesifikasi Micropile



No	Type		Mutu Beton	Tinggi badan \varnothing	Sedang badan \varnothing	Sisi (cm)	Panjang (m)	kg/m	P (tekan) t/m ²	Transportasi m ³	Harga						Jasa pemancangan m = 350 m ³
											per 1 m	per 2 m	per 3 m	per 6 m			
1	Segi Empat		K - 450	10	6	16	6	61.4 Kg	21	11.520 /M ³	Rp 99.429	Rp 198.859	Rp 298.288	Rp 596.576	Rp 28.285.7		
			K - 450	12	6	16	6	61.4 Kg	23	11.520 /M ³	Rp 109.291	Rp 218.582	Rp 327.873	Rp 655.746	Rp 30.000.00		
			K - 450	13	6	16	6	61.4 Kg	23	11.520 /M ³	Rp 114.894	Rp 229.788	Rp 344.683	Rp 689.365	Rp 30.000.00		

No	Type		Mutu Beton	Tinggi badan \varnothing	Sedang badan \varnothing	Sisi (cm)	Panjang (m)	kg/m	P (tekan) t/m ²	Transportasi m ³	Harga						Jasa pemancangan m = 350 m ³
											per 1 m	per 2 m	per 3 m	per 6 m			
1	Segi Empat		K - 450	10	6	18	6	77.8 Kg	26	14.580 /M ³	Rp 116.363	Rp 232.725	Rp 349.088	Rp 698.176	Rp 28.285.7		
			K - 450	12	6	18	6	77.8 Kg	27	14.580 /M ³	Rp 126.225	Rp 252.449	Rp 378.674	Rp 757.346	Rp 30.000.00		
			K - 450	13	6	18	6	77.8 Kg	28	14.580 /M ³	Rp 131.828	Rp 263.655	Rp 395.483	Rp 790.967	Rp 30.000.00		

No	Type		Mutu Beton	Tinggi badan \varnothing	Sedang badan \varnothing	Sisi (cm)	Panjang (m)	kg/m	P (tekan) t/m ²	Transportasi m ³	Harga						Jasa pemancangan m = 350 m ³
											per 1 m	per 2 m	per 3 m	per 6 m			
1	Segi Empat		K - 450	12	6	20	6	96.0 Kg	33	18.000 /M ³	Rp 145.050	Rp 290.100	Rp 435.149	Rp 870.299	Rp 28.285.7		
			K - 450	13	6	20	6	96.0 Kg	34	18.000 /M ³	Rp 150.653	Rp 301.306	Rp 451.954	Rp 903.908	Rp 30.000.00		
			K - 450	15	8	20	6	96.0 Kg	36	18.000 /M ³	Rp 184.655	Rp 369.310	Rp 553.968	Rp 1.107.931	Rp 30.000.00		

Gambar 10. Spesifikasi dan Daftar Harga Micropile ATA BETON

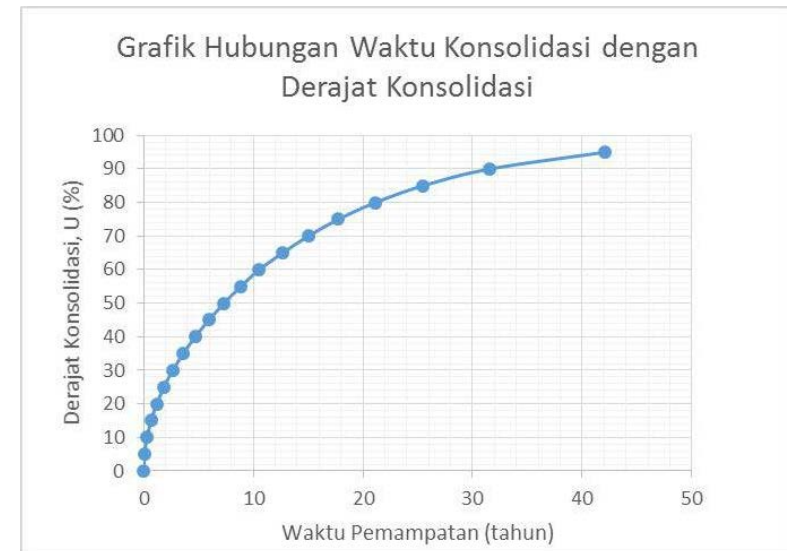
LAMPIRAN 4

WAKTU KONSOLIDASI DAN PERCEPATAN WAKTU KONSOLIDASI DENGAN PVD

Tabel 1. Hasil Perhitungan Waktu Konsolidasi Alami

Derajat Konsolidasi U(%)	Hdr (cm)	Cv (cm ² /detik)	T	t (detik)	t tahun
0	1000	0.000850958	0	0	0
5			0.001963	2307393.058	0.07316695
10			0.007854	9229572.23	0.29266782
15			0.017671	20766537.52	0.65850258
20			0.031416	36918288.92	1.17067126
25			0.049087	57684826.44	1.82917385
30			0.070686	83066150.07	2.63401034
35			0.096211	113062259.8	3.58518074
40			0.125664	147673155.7	4.68268505
45			0.159043	186898837.7	5.92652326
50			0.19635	230739305.8	7.31669539
55			0.237583	279194560	8.85320142
60			0.282743	332264600.3	10.5360414
65			0.340385	400001376.4	12.6839604
70			0.402846	473402564.7	15.0114969
75			0.476722	560217744.1	17.7643881
80			0.567139	666470936.5	21.1336548
85			0.683707	803455126.3	25.4773949
90			0.848	996523498	31.5995528
95			1.128861	1326576060	42.0654509
100					

Gambar 1. Grafik Hubungan Waktu Konsolidasi dengan Derajat Konsolidasi



BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dalam perencanaan Tugas Akhir ini didapatkan beberapa kesimpulan yaitu :

1. Besar Pemampatan yang terjadi pada alternatif 1 yaitu zona 1 = 1,45 m dan zona 2 = 1,24 m. Pada alternatif 2 untuk zona 1 = 1,1 m dan zona 2 = 0,9 m.
2. Didapatkan tinggi timbunan awal pada alternatif 1 yaitu pada zona 1 = 7,2 m dan zona 2 = 6,3 meter. Pada Alternatif 2 didapatkan untuk zona 1 = 6,8 m dan zona 2 = 5,9 m.
3. Waktu yang dibutuhkan untuk mencapai derajat konsolidasi 90% ($U=90\%$) adalah 31,6 tahun. Waktu tersebut sangat lama, sehingga dibutuhkan perencanaan *Prefabricated Vertical Drain* (PVD) untuk percepatan waktu konsolidasi dan didapatkan PVD pola segitiga jarak 1,25 m. Lama *preloading* diberikan sampai pemampatan selesai membutuhkan waktu :
Alternatif 1:
Zona 1 selama 19 minggu, dan zona 2 selama 17 minggu.
Alternatif 2:
Zona 1 selama 17 minggu, dan zona 2 selama 15 minggu.
4. Pada perencanaan perkuatan tanah dengan *geotextile* didapatkan hasil sebagai berikut:
 - Pada Zona 1:
Jarak antar layer = 0,2 meter
Jumlah lapis *geotextile* = 16 lapis (2 rangkap) dan 17 lapis (1 rangkap)
Luas total *geotextile* = 28637 m²
 - Pada Zona 2:
Jarak antar layer = 0,2 meter
Jumlah lapis *geotextile* = 6 lapis (2 rangkap) dan 22 lapis (1 rangkap)

- Pada Alternatif 2:
 Kebutuhan *geotextile* = 17 lapis
 Luas total *geotextile* = 969 m²
 Kebutuhan cerucuk = 3 buah/m
 Panjang cerucuk = 9 meter
- 7. Perencanaan *abutment* dapat dilihat pada Lampiran 11. Hasil perhitungan tiang pancang didapatkan:
 Untuk diameter 30 cm:
 - Jumlah tiang = 20 buah
 - Panjang per tiang = 17 meter
 Untuk diameter 40 cm:
 - Jumlah tiang = 12 buah
 - Panjang per tiang = 16,5 meter
- 8. Dari kedua alternatif perkuatan timbunan dipilih alternatif 1 karena menghasilkan biaya termurah yaitu Rp22.430.170.775,-, sedangkan untuk tiang pancang dipilih diameter 40 cm dengan biaya material Rp91.200.000,-

6.2 Saran

Setelah dilakukan perhitungan dan analisa, penulis memberikan saran yaitu :

1. Pada perencanaan oprit dan *abutment* selanjutnya dapat digunakan turap pada saat pelaksanaan sebagai dinding penahan tanah timbunan oprit agar pekerjaan oprit dan pemancangan pondasi *abutment* dapat dilakukan bersamaan.
2. Perencanaan timbunan sebaiknya mempertimbangkan lokasi di sekitar.
3. Pada perhitungan biaya untuk perencanaan selanjutnya dapat diperhitungkan biaya pelaksanaan.